



Universidad Autónoma Metropolitana

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA

“MODELADO Y ANÁLISIS DE VIGAS PRISMÁTICAS SUJETAS A EXPLOSIONES”

TESIS DE MAESTRÍA
PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERIA
ESTRUCURAL**

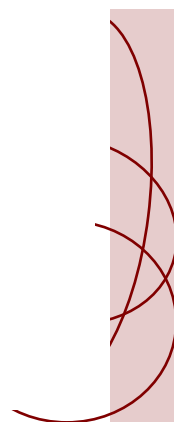
AUTOR:

EBER PÉREZ ISIDRO

DIRECTOR DE TESIS:

DR. GELACIO JUÁREZ LUNA

AZCAPOTZALCO, México, D.F., Febrero del 2012



RESUMEN

El procedimiento de diseño de estructuras ante eventos como sismos y viento ha tenido gran desarrollo en las últimas décadas, por lo que se han desarrollado y estudiado métodos que proporcionan seguridad estructural ante estos eventos; sin embargo, debido a eventos extraordinarios que han sucedido en algunos países, tales como Estados Unidos, Paquistán, Afganistán por mencionar algunos y recientemente en México, la evaluación de efectos ocasionados por explosiones ha desarrollado gran interés por la comunidad ingenieril, por lo que, en esta tesis se estudian y validan métodos de análisis numérico para el diseño de vigas sujetas a explosiones, pretendiendo, hasta donde fue posible, sugerir la importancia de una reglamentación en México de estructuras de concreto reforzado sujetas a explosiones.

El estudio y la validación del método de análisis se realizó mediante el método de los elementos finitos, modelando y analizando con los software DIANA 9.4 y ANSYS 12.0.1, los cuales permiten el análisis de estructuras ante cargas dinámicas y estáticas, considerando el comportamiento no lineal y el cambio de las propiedades de los materiales cuando se someten a grandes deformaciones en intervalos de tiempo cortos, utilizando un modelo de carga transitorio, el cual permite representar la carga explosiva. Los resultados numéricos obtenidos se comparan con una revisión propuesta por el Manual de la Armada de los Estados Unidos, *UFC (2008)*, y con resultados experimentales reportados en la literatura.

Con base en los resultados de las simulaciones numéricas, se valida el comportamiento de vigas sujetas a explosiones, ya que las trayectorias de agrietamiento y los desplazamientos son consistentes a los resultados experimentales reportados en literatura. Además, se observó que las vigas estudiadas presentaron deflexiones muy grandes, validando la recomendación de realizar primeramente una revisión por flexión y, posteriormente, a cortante. Se observó que cuando los materiales se sujetan a cargas explosivas, las deformaciones son superiores a las producidas por pruebas estándares de compresión y tensión, validando de esta manera el Factor de Incremento Dinámico (FID), en el cual la resistencia del concreto aumenta más de dos veces para esfuerzo a compresión y más de seis veces para esfuerzo en tensión y la resistencia del acero aumenta en más del 50% para ambos estados de esfuerzo.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Reglamentación	6
1.3 Motivación	7
1.4 Objetivos	9
1.4.1 Generales	9
1.4.2 Particulares	9
1.5 Contenido	9
CAPÍTULO 2	11
NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES SUJETOS A EXPLOSIONES	11
2.1 Método de armada de los Estados Unidos	11
2.1.1 Explosiones internas y externas sobre estructuras	11
2.2 Método del Eurocódigo	13
2.2.1 Criterio para definir la sección	14
2.3 Variación de las propiedades de los materiales sujetos a acciones dinámicas rápidas	14
2.4 Concreto	16
2.5 Acero	18
2.6 Factor de Incremento Dinámico de acuerdo al UFC 2008	21
CAPÍTULO 3	25
REVISIÓN DE VIGAS SUJETAS A EXPLOSIONES	25
3.1 Descripción del experimento	25
3.1.1 Resultados y análisis de las pruebas	30

3.1.2	Revisión de las vigas por el UFC (2008)	32
CAPÍTULO 4		44
SIMULACIÓN DE VIGAS SUJETAS A EXPLOSIONES		44
4.1	Materiales	44
4.1.1	Concreto	44
4.1.2	Acero	45
4.2	Modelado numérico	46
4.2.1	Geometría	47
4.2.2	Análisis modal	49
4.2.3	Condiciones de carga	51
4.3	Resultados	52
4.3.1	Análisis estáticos no lineales	52
4.3.2	Análisis dinámicos no lineales	53
4.4	Agrietamientos	56
CAPÍTULO 5		57
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		57
Conclusiones y recomendaciones		57
Trabajos futuros		58
APÉNDICE I		59
DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO POR UFC-2008		59
I.1.1	Diseño por flexión	59
I.1.2	Revisión por deflexión	60
I.1.3	Revisión por cortante	63
I.1.4	Análisis dinámico	63
I.1.5	Diseño a flexión.	76
I.1.6	Criterio del acero de refuerzo	78

ANEXO A	82
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Edificio Federal Alfred P. Murrah en la ciudad de Oklahoma, EUA, Bangash (2006).	1
Figura 1-2. Word Trade Center, en Nueva York el 11 de Septiembre del 2001, Bangash (2006).	2
Figura 1-3. Explosión en la colonia de San Juan Ixhuatepec, 1984, (www.sdpnoticias.com).	4
Figura 1-4. Instalaciones del Tribunal Electoral y un Banco en la Ciudad de México 2006, (www.audiosaurius.com).	4
Figura 1-5. Evolución de la sobrepresión con el tiempo para explosiones detonantes (a) y deflagrantes (b), Díaz-Alonso (2006).	5
Figura 1-6. Zonas de control de acceso a edificios, FEMA 427 (2003).	6
Figura 1-7. Barreras anti-ataques, FEMA 427 (2003).	6
Figura 1-8. Diseño arquitectónico adecuado, FEMA 427 (2003).	7
Figura 2-1. Definición de los parámetros para los rangos de diseño de presión, UFC (2008).	12
Figura 2-2. Idealización de la Presión-Tiempo, (UFC, 2008).	13
Figura 2-3. Gráfica del FID para un sistema de un grado de libertad sujeto a una carga rectangular y triangular, Pape et. al. (2010).	16
Figura 2-4. Propuesta modificada por CEB curvas en tensión, Malvar y Crawford (1998a).	17
Figura 2-5. FID para esfuerzos de fluencia de barras de grado 40 ASTM A615, 1MPa = 145 psi, Malvar y Crawford (1998b).	19
Figura 2-6. FID para esfuerzos de fluencia para barras de grado 60 ASTM A615, Malvar y Crawford (1998b).	19
Figura 2-7. FID para esfuerzos de fluencia para barras de grado 75 ASTM A615, Malvar y Crawford (1998b).	20

Figura 2-8. Sugerencia del FID por ASTM A615 para barras de grado 40, 60 y 75 (asumiendo esfuerzo de fluencia de 48, 69 y 87 ksi, respectivamente), Malvar y Crawford (1998b).	20
Figura 2-9. Curva de diseño para FID para la Resistencia a Compresión Última del Concreto ($175.8 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 351.5 \text{ kgf/cm}^2$) en escala logarítmica, UFC (2008).	21
Figura 2-10. Curvas de diseño para FID para la resistencia a compresión ultima y tensión del concreto ($f'_c = 421.8 \text{ kgf/cm}^2$) en escala semi-logarítmica, UFC (2008).	22
Figura 2-11. Curvas de diseño para FID para la resistencia a compresión ultima y tensión del concreto ($f'_c = 421.8 \text{ kgf/cm}^2$) en escala logarítmica, UFC (2008).	23
Figura 2-12. Diseño de curvas para el FID para la fluencia y esfuerzo ultimo para las barras de refuerzo clase ASTM A 615 Grado 40, Grado 60 y Grado 75, UFC (2008).....	23
Figura 3-1. Instrumentación y detalles de viga, serie WD, Seabold (1967).....	27
Figura 3-2. Curva esfuerzo-deformación para las barras de refuerzo, Seabold (1967).....	28
Figura 3-3. Esquema de viga en el simulador de explosiones NCEL, Seabold (1967).....	29
Figura 3-4. Medición y diagrama de la flexión estática idealizada, Seabold (1967).	29
Figura 3-5. Carga sobre viga	30
Figura 3-6. Oscilograma de la prueba WD5, Seabold (1967).	31
Figura 3-7. Detalle de armado y carga aplicada sobre la viga de diseño WD4-1.	32
Figura 4-1. Geometría del SOLID65, ANSYS (2009).	45
Figura 4-2. a) Superficie de fluencia, Notas Juárez (2009) y b) modelo constitutivo con ablandamiento para el concreto, Bangash (1989).....	45
Figura 4-3. Geometría del LINK8, ANSYS (2009)	46
Figura 4-4. a) Superficie de fluencia de Von-Mises y b) modelo constitutivo bilineal para el acero, Notas Juárez (2009).	46
Figura 4-5. Sección ensayada por Seabolt.....	47
Figura 4-6. Sección transversal de viga modelada.	48
Figura 4-7. Ensamble de acero y concreto usando elementos SOLID65 y LINK8.....	49
Figura 4-8. Configuración del mallado de viga.	49
Figura 4-9. Restricciones de viga en ANSYS 12.0.1	49
Figura 4-10. Modos fundamentales de vibrar (ANSYS 12.0.1).....	50

Figura 4-11. Solución iterativa para la convergencia de Newton-Raphson, Ansys (2009).	52
Figura 4-12. Patrón de carga sobre las vigas.....	52
Figura 4-13. Grafica carga-desplazamiento calculados en DIANA 9.4	53
Figura 4-14. Desplazamiento de la viga WD4-1.	54
Figura 4-15. Desplazamiento de la viga WD4-2.	54
Figura 4-16. Desplazamiento de la viga WD5.	54
Figura 4-17. Desplazamiento de la viga WD6.	54
Figura 4-18. Desplazamiento de la viga WD7-1.	55
Figura 4-19. Desplazamiento de la viga WD7-2.	55
Figura 4-20. Desplazamiento de la viga WD8-1.	55
Figura 4-21. Desplazamiento de la viga WD8-2.	55
Figura 4-22. Desplazamiento de la viga WD9-1.	56
Figura 4-23. Desplazamiento de la viga WD9-2.	56
Figura I-1. Respuesta máxima elástica, para una carga triangular de un sistema de un grado de libertad, UFC 2008.	67
Figura I-2. Respuesta máxima elástica, para una carga rectangular de un sistema de un grado de libertad, UFC 2008.	67
Figura I-3. Deflexión máxima elasto-plástica para una carga triangular en un sistema de un grado de libertad, UFC 2008.	68
Figura I-4. Rebote elástico de un sistema simple masa-resorte, UFC 2008.....	69
Figura I-5. Curva resistencia-deflexión por respuesta a flexión de elementos de concreto, UFC 2008.	69
Figura I-6. Armados transversales tipo: a) grapas y b) cordón, UFC 2008.....	70
Figura I-7. Coeficiente para el momento de inercia de la sección agrietada sólo con refuerzo a tensión, UFC 2008.....	72
Figura I-8. Coeficiente para el momento de inercia de la sección agrietada con refuerzo en ambas caras, UFC 2008.	73
Figura I-9. Típicos refuerzos en secciones de concreto, UFC 2008.....	75
Figura I-10. Relación entre los parámetros de diseño de vigas, UFC 2008.	77

Figura I-11. Idealización de la curva resistencia-deflexión para deflexiones grandes, UFC 2008.	78
Figura A-1. Agrietamiento de la viga WD4-1	83
Figura A-2. Agrietamiento de la viga WD4-2.....	83
Figura A-3. Agrietamiento de la viga WD5	84
Figura A-4. Agrietamiento de la viga WD6	85
Figura A-5. Agrietamiento de la viga WD7-1	86
Figura A-6. Agrietamiento de la viga WD7-2.....	87
Figura A-7. Agrietamiento de la viga WD8-1	88
Figura A-8. Agrietamiento de la viga WD8-2.....	89
Figura A-9. Agrietamiento de la viga WD9-1	90
Figura A-10. Agrietamiento de la viga WD9-2.....	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. Explosiones notables en el mundo, Bangash (2006).....	3
Tabla 1-2. Afectaciones de bombas en las diferentes áreas (1990-2003), Bangash (2006)...	3
Tabla 2-1. Factores de Incremento Dinámico (FID) para el diseño de elementos de concreto reforzado, UFC (2008).	22
Tabla 3-1. Geometría y propiedades de los materiales de las vigas, Seabold (1967).	26
Tabla 3-2. Resultado de pruebas dinámicas -carga y deflexión -, Seabold (1967).	30
Tabla 3-3. Medición y localización de la diagonal de agrietamiento crítico, Seabold (1967).	32
Tabla 3-4. Cálculo de elementos mecánicos, resistencia última y periodo natural.	43
Tabla 3-5. Resumen del cálculo de la rotaciones, cortantes y tensión diagonal.....	43
Tabla 3-6. Resumen del cálculo de áreas de acero a cortante.	43
Tabla 3-7. Resumen del cálculo de área mínima a cortante y resistencia requerida en las vigas para el rebote de onda.	43
Tabla 4-1. Periodos de viga calculada.	51
Tabla 4-2. Desplazamientos calculados.....	53

Tabla I-1. Resistencia última para elementos en una dirección, UFC 2008.....	60
Tabla I-2. Deflexión última para elementos que trabajan en una dirección, UFC 2008. ...	61
Tabla I-3. Rigidez elástica, elasto-plástica y equivalente para elementos que trabajan en una dirección, UFC 2008.....	62
Tabla I-4. Cortante en el soporte para elementos que trabajan en una sola dirección, UFC 2008.	64
Tabla I-5. Factores de transformación para elementos que trabajan en una dirección, UFC 2008.	65
Tabla I-6. Diseño del esfuerzo dinámico para el diseño de elementos de concreto reforzado, UFC 2008.	74

CAPÍTULO

1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los atentados ocurridos recientemente, particularmente en las obras de infraestructura de la industria del petróleo, bancos y edificaciones, motivan a que grupos de ingeniería en los países tomen acciones para evaluar edificaciones ya existentes y al diseñar nuevos proyectos, se consideren las cargas originadas por explosiones y/o impactos. Es importante realizar trabajos de investigación que ayuden a evitar grandes pérdidas económicas para la industria, instituciones públicas y privadas.

Históricamente existen edificios que han sido golpeados directamente por explosiones de bombas, como es el caso del edificio Federal Alfred P. Murrah en la ciudad de Oklahoma, EUA (Figura 1-1), en abril de 1995, donde un carro bomba con 1,800 kgf de explosivo y localizado al norte del edificio y entre 12-15 metros al este, causo el colapso del edificio en la parte norte, *Bangash (2006)*.

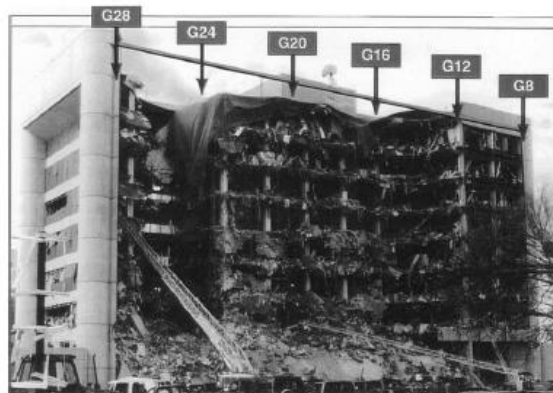


Figura 1-1. Edificio Federal Alfred P. Murrah en la ciudad de Oklahoma, EUA, Bangash (2006).

Otro suceso drástico es el tan mencionado ataque al Word Trade Center, en Nueva York el 11 de Septiembre del 2001 (Figura 1-2) en el cual un avión hizo colisión en el piso 110 del edificio causando severos daños en niveles, el cual creó un cráter de 24 a 36 metros, ocasionando que dos losas de 28 cm fallaran; el daño producido por la colisión fue aproximadamente de 900 kgf de explosivos de TNT, *Bangash (2006)*.



Figura 1-2. World Trade Center, en Nueva York el 11 de Septiembre del 2001, Bangash (2006).

Un centro comunitario Judío, ubicado en Buenos Aires, Argentina, también sufrió daños por detonación de explosivos comparables a 275 kgf de TNT el 18 de julio de 1994; donde el rango de explosión fue de 3-5 metros de la cara frontal del edificio de cinco pisos de ladrillo, en el cual las paredes exteriores apoyadas por los pisos fallaron progresivamente hasta la colisión del edificio, *Bangash (2006)*.

No obstante, estos ataques no han sido los únicos registrados hasta ahora, Israel tiene una base de datos completa con registros desde 1968 llamada ODS (Observación de daños en Estructuras) el cual incluye más de 25,000 eventos de ataques a estructuras, referente a explosiones de coches o dispositivos colocados cerca de estas estructuras. El ODS no incluye cohetes, armas antitanque, cañones sin retroceso, morteros, obuses de artillería, misiles y bombas de aire. La clasificación de los explosivos utilizados en el ODS es la siguiente:

- Explosiones pequeñas-----más de 5 kgf de TNT
- Explosiones medianas-----más de 20 kgf de TNT
- Explosiones largas-----más de 100 kgf de TNT
- Explosiones muy largas-----más de 2000 kgf de TNT

La base de datos de los efectos observados por ataques terroristas en estructuras es una útil herramienta que permite una distribución mejor de estructuras. En la Tabla 1-1 se muestra las explosiones más notables en el mundo y la Tabla 1-2 muestra una comparación de datos de las afectaciones de bombas, *Bangash (2006)*.

Tabla 1-1. Explosiones notables en el mundo, Bangash (2006).

Fecha	Localización	Muertes
31/10/1963	Coliseo de Indianápolis, USA	73
23/07/1964	Tubería de gas, Luciana, USA	17
21/10/1965	Puente, Tila Bound, Pakistan	80
2/11/1982	Túnel Salang, Afghanistan	1000-3000
21/06/1984	Depósito naval, Severomorsk, USSR	200+
8/1/1968 hasta 2003	Israel y ciudades del medio Este	1600
11/09/2001	World Trade Center, WTC, USA	2630

Tabla 1-2. Afectaciones de bombas en las diferentes áreas (1990-2003), Bangash (2006).

Objetivo	Eu	Reino Unido	Iraq	India	Pakistán	Israel	Europa	Lejano Oriente	América Del Sur
Residencial	2553	150	300	25	15	110	210	100	200
Comercial	1468	315	150	200	5	210	115	200	300
Vehículos	1698	200	100	3	-	80	3	11	50
Educacional	573	16	-	-	-	-	-	-	10
Edificios Federales	48	40	15	-	21	130	-	-	150
Bancos	72	10	-	20	5	-	-	-	20
Militares	27	16	50	-	-	10	13	10	1110
Aeropuertos	10	15	5	100	8	20	-	8	13
Apartamentos	244	10	-	2	-	16	-	-	10
Parques	89	10	-	-	-	-	-	-	30
Instalaciones medicas	26	2	-	-	2	-	-	-	40

Recientemente en México han ocurrido ataques y accidentes relacionados con explosiones, como el ocurrido en la madrugada del 19 de noviembre de 1984, donde se produjo una violenta explosión en la colonia de San Juan Ixhuatepec (Figura 1-3), al norte de la Capital de México. Una planta de almacenamiento y distribución de gases licuados del petróleo (GLP) propiedad de PEMEX (Petróleos Mexicanos) sufrió una serie de deflagraciones en cadena, tras reventar un gasoducto de sus instalaciones.



Figura 1-3. Explosión en la colonia de San Juan Ixhuatepec, 1984, (www.sdpmoticias.com).

Así mismo, en la ciudad de México el 5 de noviembre del 2006, tres explosiones, casi simultáneas, afectaron las instalaciones en la sede Nacional del Partido Revolucionario Institucional (PRI), el Tribunal Electoral y un Banco, en los cuales dañó la fachada principal, desplomó una losa voladiza de cuatro metros de ancho y rompió todos los cristales y lámparas interiores, además de dañar el primer y segundo piso del Tribunal Electoral (Figura 1-4).



Figura 1-4. Instalaciones del Tribunal Electoral y un Banco en la Ciudad de México 2006, (www.audiosaurius.com).

Aunadas a las explosiones en la ciudad de México, en el estado de Veracruz, al Este de México, el 10 septiembre del 2007 se registraron seis explosiones "provocadas" en varias instalaciones de la red de gasoductos de PEMEX, ocasionadas por una pérdida de presión en seis puntos de diferentes ductos, en los cuales no se registraron lesionados, ni daños fuera de las instalaciones de PEMEX.

Una explosión pueden definirse como la generación de una onda de presión en el aire como consecuencia de la liberación de energía extremadamente rápida, *FEMA 427 (2003)*. De

esta forma, la potencia de la explosión es proporcional al tiempo que perdure la onda de presión y los alrededores donde se produce. Las explosiones se pueden categorizar según si las ondas son subsónicas (baja velocidad de propagación) y detonaciones si son supersónicas (ondas de choque). Estas velocidades deben considerarse respecto del medio de propagación (el explosivo).

La máxima presión alcanzada por la onda en un punto dado se conoce como “pico de presión estática” o “sobrepresión estática”, P_s . El periodo de tiempo en el que la presión es superior a la presión atmosférica (P_o), se conoce como “duración de la fase positiva”, t_p . A dicho período suele seguirle una “depresión” o fase negativa, que no se tiene en cuenta a efectos de cálculo de consecuencias dado que su valor absoluto máximo es mucho menor que el de la fase positiva.

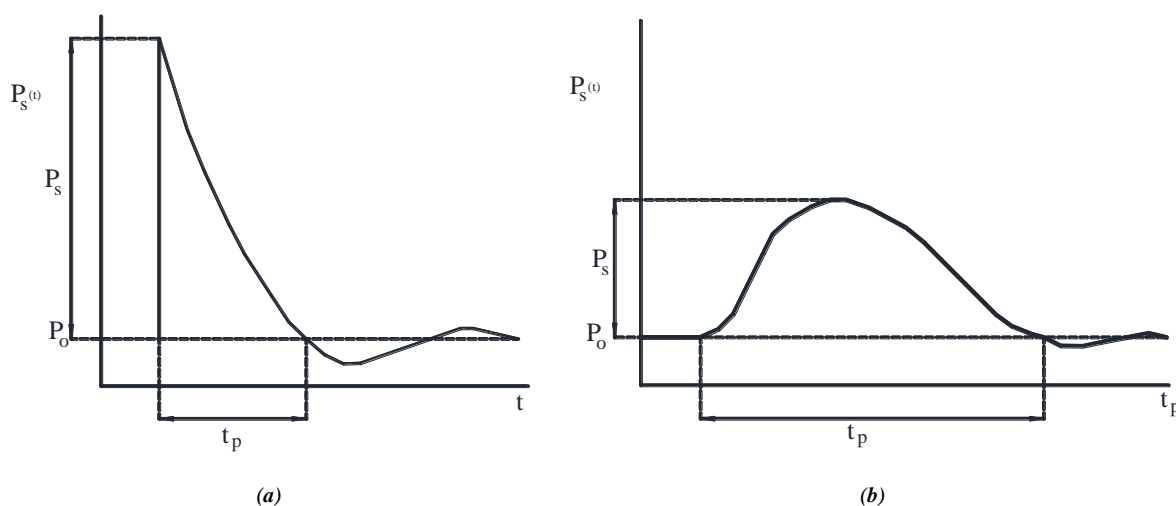


Figura 1-5. Evolución de la sobrepresión con el tiempo para explosiones detonantes (a) y deflagrantes (b), Díaz-Alonso (2006).

Se distinguen dos perfiles de la onda de presión: el detonante y el deflagrante (Figura 1-5, a y b). El primero es más agudo, de manera que el valor máximo se alcanza súbitamente. En una explosión deflagrante, la velocidad de aumento de presión es mucho más lenta. Otra diferencia significativa es la duración de la fase negativa, ya que las explosiones detonantes son mayores que la de las deflagrantes. La onda detonante conforme avanza y se aleja del origen de la explosión se va suavizando y su perfil acaba siendo similar al de la onda deflagrante. Otra diferencia también está relacionada con la audibilidad de las mismas, de manera que sólo la primera es audible.

El efecto destructivo de una explosión es precisamente por la potencia de la detonación que produce ondas de choque o diferencias de presión subyacentes de duración muy corta extremadamente bruscas, donde el daño causado a edificios depende del tipo y diseño de

estructura, material usado, rango de localización del estallido y la cantidad de explosivo, FEMA 426 (2003).

1.2 Reglamentación

Para estructuras sujetas a explosiones el FEMA 427 proporciona una serie de recomendaciones para prevenir lo más posible la destrucción de edificios, algunas de estas son las siguientes:

- Zonas de control de acceso. Referente a colocar puntos de acceso donde se realicen inspecciones de los rasgos de un vehículo (Figura 1-6). Arquitectos o ingenieros pueden acomodarlos en función del diseño de tal manera que prevenga el choque al edificio.
- Colocar barreras anti-ataques. Permite que las personas y el edificio queden en menor riesgo, ya que en su mayoría las ondas de choque se disipan por las barreras anti-ataques, las cuales son generalmente parte de la configuración del edificio (Figura 1-7).
- Diseño arquitectónico adecuado (interior y exterior). La distribución inteligente y optima de los espacios arquitectónicos es una medida eficaz para disminuir el daño del edificio y de sus ocupantes (Figura 1-8).

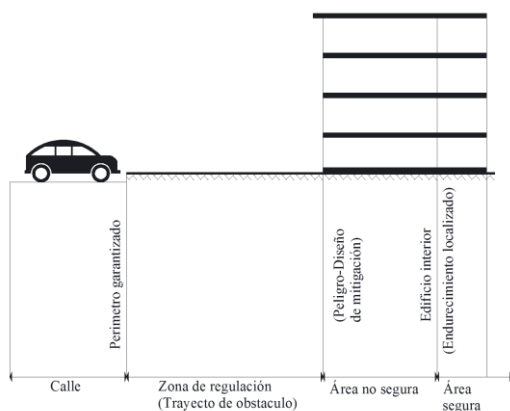


Figura 1-6. Zonas de control de acceso a edificios, FEMA 427 (2003).

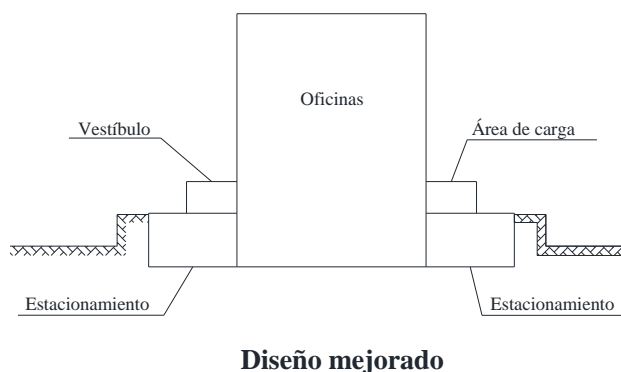


Figura 1-7. Barreras anti-ataques, FEMA 427 (2003).

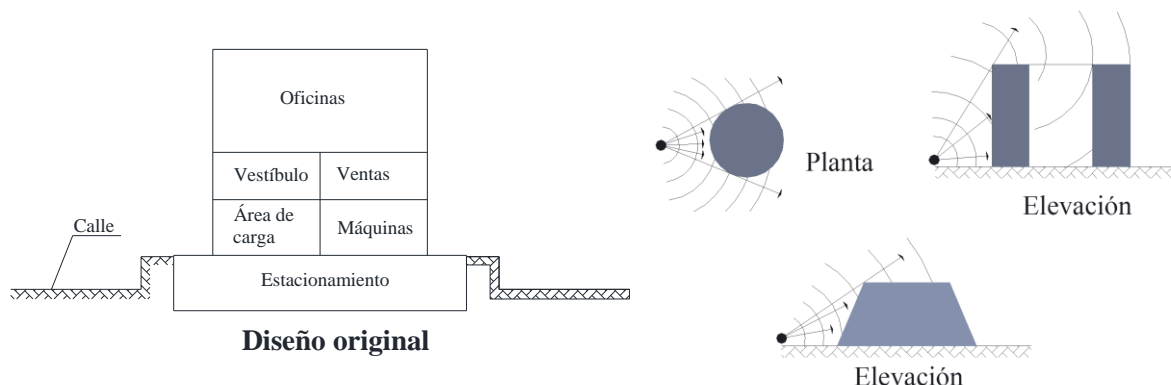


Figura 1-8. Diseño arquitectónico adecuado, FEMA 427 (2003).

Por los años 1960 y 1970, el Departamento de Defensa de los Estados Unidos financió una considerable cantidad de trabajos para realizar pruebas con explosiones, en ellas realizó diversas detonaciones, midiendo la onda expansiva a diferentes distancias y graficando curvas de presión contra tiempo. Se realizaron relaciones de escala logarítmica de Sarch o Hopkinson, *Baker et. al.* (1983), determinando un peso equivalente de TNT en función de la distancia, en las cuales indican la presión de onda producida por el peso de TNT a una determinada distancias. El Departamento de Defensa desarrolló un manual para el diseño de estructuras llamado “Resistencia de Estructuras ante efectos de explosiones accidentales” (UFC 3-340-02, 2008). Este manual contiene gráficas de las ondas expansivas de TNT en diferentes configuraciones, *Pape et. al.* (2006).

Hacia 1989, la Comisión Europea decidió realizar un programa de acción, con el objetivo de eliminar técnicas obsoletas y mejorar especificaciones técnicas, las cuales muestran estrategias y normas para la protección de edificios y otras obras de ingeniería ante explosiones.

1.3 Motivación

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, contener un empuje, tanques o silos. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, *Gonzales y Robles (2009)*. Muchos componentes estructurales de edificios están formados por elementos tipo viga sometidos a cargas que originan principalmente esfuerzos de flexión. En numerosas ocasiones, estas cargas tienen carácter dinámico, por ejemplo, las fuerzas de sismos o viento que actúan sobre vigas en un sistema de marcos, así la respuesta dinámica es un aspecto a considerar en el proceso de diseño.

Estudiar el comportamiento estructural de estos elementos en eventos como sismos y viento ha tenido grandes avances en la última década, sin embargo, la evaluación de efectos ocasionados por explosiones, ha desarrollado gran interés para la comunidad ingenieril. Por lo que para desarrollar una protección adecuada en edificios ya construidos y para futuras edificaciones, es necesario realizar actividades de investigación de presiones e impulsos que actuarán sobre sus componentes, así como sus consecuencias sobre seguridad y desarrollar métodos de diseño.

Inicialmente, el estudio de presiones e impulsos fue promovido para estructuras militares, eventualmente, el enfoque fue cambiando, debido a que muchos edificios de carácter civil han sido víctimas de este tipo de acciones o, simplemente, se requiera mayor seguridad. Muchos países están optando por diseñar edificios que permitan resistir este tipo de fenómenos, *Ronald Pape et. al. (2010)*. En el caso de instalaciones y/o estructuras que requieran mayor seguridad, la reducción de estos efectos puede optimizarse mediante planes de emergencias y una intervención oportuna, de manera que permitan garantizar suficiente resistencia e integridad estructural de las instalaciones, y de sustentar solvencia económica y el bienestar de sus ciudadanos ante la exigencia de estos eventos.

Mientras que iniciativas específicas como vigilancia, monitoreo y detección de amenazas se realizan para minimizar los riesgos de colapso, si todas estas medidas de seguridad y protección fallan, el edificio deberá ser capaz de resistir los efectos de acciones primarias, como la carga muerta, carga viva y además de los efectos de presión. Mediante la toma de medidas adecuadas en el proceso de protección, reforzamiento y/o diseño estructural de la estructura crítica ante acciones extraordinarias tales como fuego, explosiones, impactos, y/o colisiones, es posible reducir y hasta evitar consecuencias catastróficas (colapso y pérdida de funcionalidad de las instalaciones, muertes y lesiones por los efectos colaterales producidos por colapso progresivo de las estructuras).

En el diseño estructural de edificios se utilizan elementos de ayuda muy variados, una de estas es mediante Normas y Reglamentos, pasando por un amplio repertorio de métodos de cálculo como el de Cross, matricial, etc. o laboriosos análisis con el auxilio de potentes ordenadores, elementos finitos, y métodos no lineales.

Debido al gran enfoque que cubre esta temática y la necesidad de reglamentación en México, este trabajo de investigación se enfocará a estudiar los efectos de una explosión sobre elementos viga de concreto reforzado, se utilizará la presión máxima incidente, comparando y analizando lo desarrollado por otros investigadores, mediante simulaciones numéricas, y con el uso del programa de elementos finitos ANSYS 12.0.1 y DIANA 9.4; se consideraran los estudios de *Malvar y Crawford (1998)*, los cuales sugieren que estructuras de concreto reforzado sujeta a efectos de explosiones, la resistencia del concreto y del acero aumenta de manera significativa, y repercute en la respuesta dinámica de los elementos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Generales

El objetivo general es validar métodos de análisis numéricos con resultados experimentales de vigas sujetas a explosiones, que establezcan las bases para recomendaciones de diseño en disposiciones reglamentarias en México. Para el desarrollo de estos métodos se busca garantizar, hasta donde sea posible, el nivel de seguridad adecuada contra el estado límite de falla y de servicio, consistente con las explosiones premeditadas ocurridas en la República Mexicana.

1.4.2 Particulares

Para cumplir el objetivo general de esta tesis de maestría se han planteado los siguientes objetivos particulares:

- Estudio de vigas sujetas a explosiones mediante el método de los elementos finitos;
- Evaluar la capacidad de vigas de concreto reforzado sujetas a explosiones;
- Definir medidas de protección, reforzamiento y/o diseño para disminuir los efectos de vigas ante el tipo de amenazas extraordinarias; y
- Comparar los resultados numéricos con expresiones de diseño propuestos en la literatura.

1.5 Contenido

Esta tesis de maestría se ha dividido en cinco capítulos, un apéndice y un anexo, el primero capítulo es esta introducción, en el cual se enuncia la revisión bibliográfica de los estudios más relevantes realizados por otros autores relacionados con los problemas planteados, estado del arte y discusión de los problemas.

El segundo capítulo exhibe la normatividad existente que algunos países han incluido en sus normas y reglamentos para este tipo de problemática y se menciona la importancia de tomar en cuenta el Factor de Incremento Dinámico (FID) de los materiales, los cuales intervienen en la mayoría de los elementos estructurales, como el concreto y el acero sujetos a explosiones.

El tercer capítulo señala el experimento realizado por *Seabold (1967)*, una descripción de su trabajo, resultados numéricos, y características que tomó en cuenta para determinar los elementos mecánicos; así como una revisión numérica del diseño de vigas mediante los reglamentos mencionados en el capítulo tres.

El cuarto capítulo se muestra la modelación y resultados del comportamiento mecánico de vigas, realizando con los programas de elementos finitos ANSYS 12.0.1 y DIANA 9.4; además de la validación del comportamiento mecánico de los modelos propuestos por Seabold.

El quinto capítulo se muestra conclusiones y recomendaciones para el diseño de vigas, además de los trabajos futuros.

CAPÍTULO

2

NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES SUJETOS A EXPLOSIONES

2.1 Método de armada de los Estados Unidos

En el Manual de Estructuras para Resistir los Efectos de Explosiones Accidentales (UFC 3-340-02, 2008), aporta detalles para proporcionar la fuerza y ductilidad requerida para soportar cargas explosivas. Por lo que el método de la armada es aplicable al diseño de estructuras de protección sometidos a los efectos asociados con detonaciones explosivas. El manual es aplicable a cantidades explosivas menores de 25,000 libras para los primeros efectos. Sin embargo, también es aplicable a otras situaciones como la medición o los efectos de alcance intermedio, aplicables a cantidades de explosivo del orden de 500,000 libras, cantidad máxima aprobado para las instalaciones de almacenamiento en superficie por este manual.

La Figura 2-1 indica los parámetros semi-cuantitativos que definen los rangos de diseño de un elemento, incluyendo el rango muy bajo, junto con la relación aproximada del tiempo para alcanzar la deformación máxima y la duración de la carga.

2.1.1 Explosiones internas y externas sobre estructuras

Cuando se produce una explosión dentro de una estructura, las presiones máximas asociadas con la presión inicial (presión de aire libre) serán muy altas y, a su vez, se amplificará por sus reflexiones dentro de la estructura. Además, dependiendo del grado de confinamiento, los efectos de las altas temperaturas y la acumulación de productos gaseosos producidos por el proceso químico involucrados en la explosión ejercerán presiones adicionales y aumentará la duración de la carga dentro de la estructura. Los efectos combinados de estas presiones pueden llegar a destruir la estructura a menos que la estructura esté diseñada para mantener los efectos de las presiones internas. Disposiciones para la expresión de estas presiones reducirá su magnitud, así como su duración.

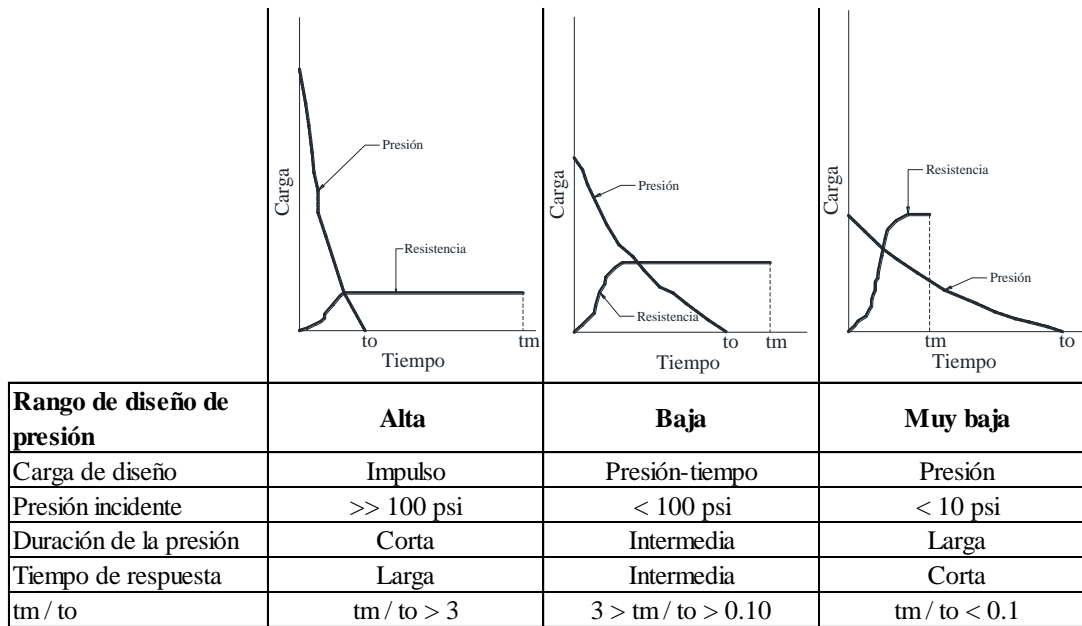


Figura 2-1. Definición de los parámetros para los rangos de diseño de presión, UFC (2008).

En el campo libre, las presiones dinámicas son esencialmente función de la densidad del aire y la velocidad de la partícula. Para condiciones normales, las relaciones se han establecido entre la presión incidente máxima (P_{so}), presión dinámica máxima (q_o), velocidad de la partícula y la densidad del aire tras el frente de choque, ver Figura 2-2. La magnitud de la presión dinámica, velocidad de la partícula y la densidad del aire es solamente función de la presión máxima incidente y, por lo tanto, independiente del tamaño de una explosión. De los tres parámetros, la presión dinámica es la más importante para determinar las cargas sobre las estructuras.

Para fines de diseño, es necesario establecer la variación o descenso tanto de la presión incidente y las presiones dinámicas con el tiempo, ya que los efectos sobre la estructura sometida a una carga explosiva dependerán de la intensidad de la carga en la historia del tiempo, así como de la intensidad máxima. La forma de la onda de choque incidente (Figura 2-2) se caracteriza por un aumento brusco de la presión a un valor máximo, un tiempo de decadencia de la presión ambiental y un tiempo en el cual la presión cae por debajo de la ambiente (fase de presión negativa).

Para fines de diseño, la decadencia real de la presión incidental puede aproximarse por el incremento de un pulso de presión triangular equivalente. La duración real positiva (t_{of}) se sustituye por una duración ficticia la cual se expresa como una función del impulso total positivo y de la presión máxima (P_{so}).

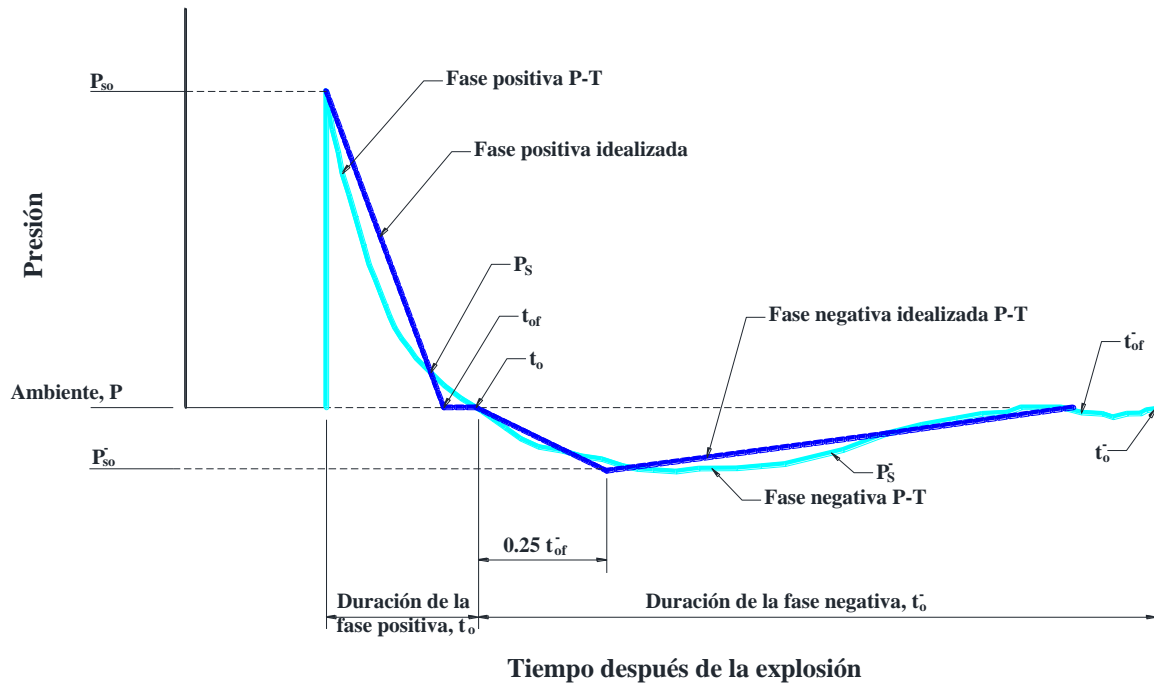


Figura 2-2. Idealización de la Presión-Tiempo, (UFC, 2008).

Para la determinación de los datos de presión-tiempo para la fase negativa, se utiliza un procedimiento similar al utilizado en la evaluación de la fase positiva idealizada. La curva equivalente de presión-tiempo negativa (t_{of}^-) tendrá un tiempo igual a 0.25 de t_{of}^- ; los efectos de la presión dinámica en la región de fase negativa por lo general pueden despreciarse.

Para el diseño de vigas sujetas a cargas explosivas toma en cuenta la resistencia máxima del elemento concreto y acero, la deflexión, rigidez, resistencia a cortante, la masa, la ductilidad y el FID, los cuales se explica a mayor detalle en el apéndice I de esta tesis.

2.2 Método del Eurocódigo

Este reglamento comenzó en el año de 1975, en el cual la Comunidad Europea decide un programa de acción en el campo de la construcción, con el objetivo de eliminar técnicas obsoletas y mejorar las especificaciones técnicas. Es hasta 1989 que la Comisión Europea decidió la preparación y publicación de estrategias y normas para la protección de edificios y otras obras de ingeniería civil en contra de acciones accidentales, el cual incluye en su sección cinco el tema de cargas explosivas.

2.2.1 Criterio para definir la sección

En general, este reglamento en su sección 1-7, presenta una serie de recomendaciones y obligaciones constructivas que permiten el menor deterioro posible del edificio; realiza una cuantificación probabilística del nivel de riesgo según el origen, escenarios de riesgo, las medidas de protección y la importancia de la misma; estas consideraciones se aprovechan para clasificar el tipo de estructura y determinar si es necesario realizar análisis dinámicos elásticos y no lineales.

Los efectos debido a explosivos no se contemplan en el reglamento, proporciona principios y recomendaciones de diseño para explosiones internas de algún edificio, debido a las ondas de choque producidas por gases que son quemados, gases explosivos o líquidos que forman vapores explosivos, gas almacenado o que se transporta. Además, considera la interacción entre los elementos estructurales y no estructurales, la presión generada por una explosión interna que depende del tipo de gas o vapor, gases o vapores en el aire y la uniformidad del gas o vapor, de la mezcla de aire, la fuente de ignición, la presencia de obstáculos en el entorno, el tamaño, la forma y la fuerza del espacio en el que la explosión se produce, y la cantidad de ventilación o de liberación de presión que pueden estar disponibles.

Este código permite la falla de una parte limitada de la estructura, siempre y cuando los elementos principales no fallen, así mismo, asume que la presión es uniforme en toda la superficie del área donde se produce la explosión, recomienda que los paneles de ventilación deben colocarse lo más cerca posible de las fuentes de ignición a las presiones que son más altas y que no sean un riesgo para el personal o los materiales; se deberá garantizar que estos paneles no se conviertan en proyectiles en caso de una explosión.

En caso de que la estructura resulte dañada después de un accidente, ésta deberá garantizar un cierto periodo de tiempo para facilitar la evacuación y rescate del personal del edificio y sus alrededores, sin embargo, se requerirá periodos más largos para edificios donde se manejen materiales peligrosos, presentación de servicios esenciales, o por razones de seguridad nacional.

2.3 Variación de las propiedades de los materiales sujetos a acciones dinámicas rápidas

La respuesta de las estructuras sujetas a explosiones depende de la variación de la carga con respecto al tiempo. Esta respuesta puede expresarse como un Factor de Incremento Dinámico (FID), cuando la estructura es idealizada como un sistema de un sólo grado de libertad, *Pape et. al.* (2010).

Cuando las estructuras están en el rango elástico, el FID se define como un porcentaje de la deflexión dinámica y el tiempo de la deflexión, el cual resulta de la aplicación de la carga estática:

$$\text{FID} = \frac{y}{y_{st}} \quad (2-1)$$

dónde y es la deflexión debido a una carga dinámica y y_{st} la deflexión debido a una carga estática.

La Figura 2-3 muestra la variación de FID (respuesta de la estructura) como porcentaje de dos parámetros, t_d (duración de la carga) y T (periodo fundamental de la estructura). Dicha figura incluye una comparación de dos funciones de carga, una triangular y una carga rectangular. Se puede observar que la carga rectangular es la más severa que la carga triangular, *Biggs (1964)*.

Cuando la duración de la carga es muy corta, por ejemplo (t_d/T) es 0.10, la respuesta es menor que cuando se aplica la carga estática. Por otra parte, cuando el periodo oscila cerca del periodo natural o mayor, entonces la respuesta es mayor que cuando se aplica una carga estática; por lo que se puede concluir que la respuesta de la estructura depende principalmente de la duración relativa de la carga y el periodo fundamental de la estructura.

En la obtención de las propiedades del concreto a tensión y compresión reportadas en la literatura, se ha puesto más énfasis en el comportamiento a compresión, debido a que la resistencia del concreto a tensión es muy baja. En el análisis del concreto reforzado sujeto a explosiones, tanto para el concreto y para el acero que son sujetas a porcentajes de grandes deformaciones del orden de 10 s^{-1} a 1000 s^{-1} , la aparente resistencia de los materiales puede incrementar significativamente, en más del 50% para el acero de refuerzo, más de 2 veces para el concreto a compresión y más de 6 veces en tensión.

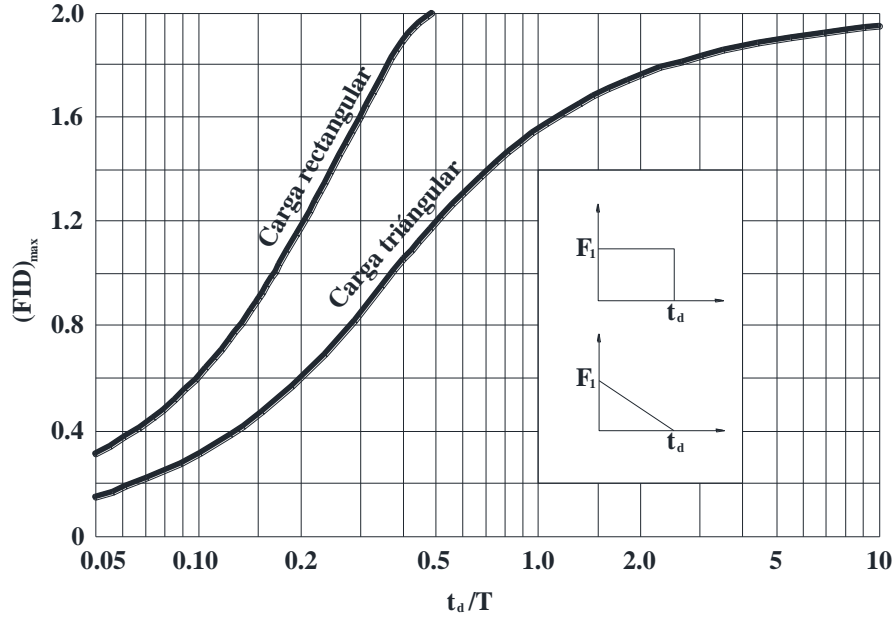


Figura 2-3. Gráfica del FID para un sistema de un grado de libertad sujeto a una carga rectangular y triangular, Pape et. al. (2010).

Diversas normas y estudios se han ocupado de las propiedades estáticas y dinámicas de las barras de acero. Algunas de las propiedades estáticas, como la fluencia y resistencia última se tratan en el código ASTM, los cuales igualan o superan los valores mínimos. Bajo cargas dinámicas, las propiedades de resistencia de las barras se incrementa hasta en un 60% para porcentajes de deformación sobre 10 s^{-1} , y hasta un 100% para porcentajes de deformaciones de 225 s^{-1} . Malvar y Crawford (1998) presentan una revisión de los grados de acero ASTM más usados como refuerzo en el concreto, y se proponen Factores de Incremento Dinámico (FID) para la norma ASTM A615. El conocimiento de la FID, es de significativa importancia en el diseño y análisis de estructuras sometidas a cargas explosivas.

2.4 Concreto

El concreto presenta un incremento en su resistencia a compresión y tensión, este valor se incrementa en dos y seis respectivamente; por lo que para obtener el FID se asume una deformación cuasi-estática de $1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ para concretos a tensión, Malvar y Crawford (1998) proponen la siguiente ecuación:

$$FID = \frac{f_t}{f_{ts}} \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right) & \text{para } \dot{\epsilon} \leq 1 \text{ s}^{-1} \\ \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{\frac{1}{3}} & \text{para } \dot{\epsilon} > 1 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2-2)$$

dónde

f_t = esfuerzo a la tensión dinámica en $\dot{\epsilon}$

f_{ts} = esfuerzo a la tensión estática en $\dot{\epsilon}_s$

$\frac{f_t}{f_{ts}}$ = incremento de la resistencia dinámica, factor FID

$\dot{\epsilon}$ = contribución del esfuerzo en el rango 10^{-6} a 160 s^{-1}

$\dot{\epsilon}_s = 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (contribución del esfuerzo estático)

$\log \beta = 6\delta - 2$

$\delta = 1/(1 + \frac{8f_{cs}}{f_{co}})$

$f_{co} = 10 \text{ MPa} = 1450 \text{ psi}$

En la Figura 2-4 se muestran resultados de la literatura del FID a tensión usando concretos con resistencias a la compresión de 30 y 70 MPa (306 kgf/cm^2 y 714 kgf/cm^2), los cuales están delimitados por las líneas continuas determinadas con la fórmula (2-2).

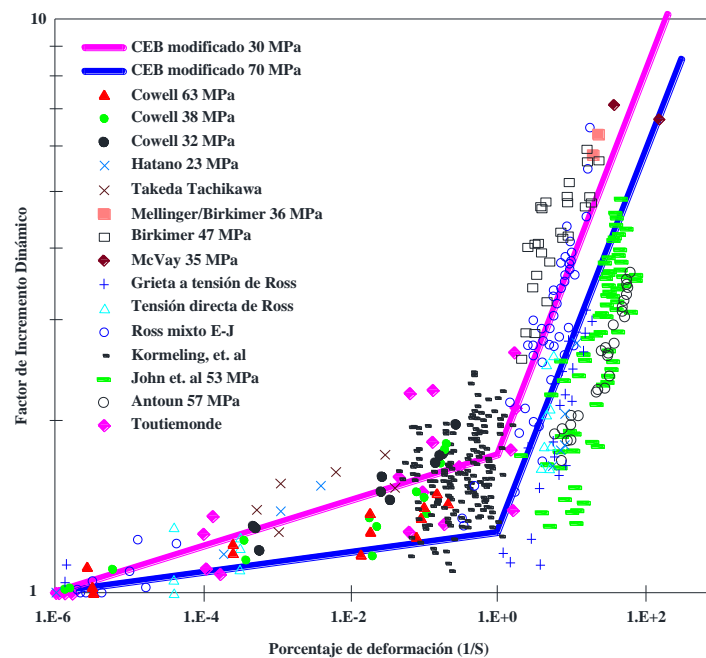


Figura 2-4. Propuesta modificada por CEB curvas en tensión, Malvar y Crawford (1998a).

Los FID a compresión han sido ampliamente estudiados, por lo que se tiene una base sólida de resultados reportados por el UFC (2008) y descritos en la sección 3.3 de esta tesis.

2.5 Acero

En el acero, el esfuerzo de fluencia puede aumentar un 100%, o más, dependiendo del grado de acero utilizado cuando se somete a porcentajes de deformación alta (hasta 100 o 1000 s⁻¹). Las curvas del FID, tanto de fluencia y resistencia última se puede encontrar en los manuales publicados por el Tri-Services, La Agencia de Defensa de Armas Especiales, La Fuerza Aérea, y el Departamento de Energía, de los Estados Unidos de América. La mayoría de estas curvas se basan en el trabajo de *Keenan et. at. (1960 y 1983)*, y el trabajo realizado en el Laboratorio de Ingeniería Naval Civil (NCEL, ahora las instalaciones del Centro de Servicios de Ingeniería Naval, NFESC), *Wood (1956)*, *Cowell (1962 y 1965)*, y *Seabold (1970)*.

Malvar y John (1998), demostraron que el módulo de elasticidad permanece constante bajo cargas dinámicas, por consiguiente, la deformación de fluencia incrementaría con el esfuerzo de fluencia. La deformación última (en esfuerzo máximo) se mantiene constante y los valores estáticos son aplicables.

Los datos de los informes NCEL C-90922, R695, R394, N427, tesis de *Keenan (1960)*, los datos de Gran, Flathau, y Crum se utilizaron, como límites de elasticidad que varían desde 42 a 103 ksi (290 a 710 MPa). El FID para el acero se determina como:

$$FID = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^{\alpha} \quad (2-3)$$

dónde el esfuerzo de fluencia, $\alpha = \alpha_{fy}$, se determina por:

$$\alpha_{fy} = 0.074 - 0.040 \frac{f_y}{60} \quad (2-4)$$

y el esfuerzo último, $\alpha = \alpha_{fu}$, por:

$$\alpha_{fu} = 0.019 - 0.009 \frac{f_y}{60} \quad (2-5)$$

Donde la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ está en s⁻¹ (1/segundo), y f_y es el límite de fluencia de las barras en ksi (si es f_y esta MPa, el denominador 60 ksi debe sustituirse por 414 MPa). Se debe considerar que en ambos casos α es una función de f_y . Esta formulación es válida para las barras con esfuerzos de fluencia entre 42 y 103 ksi (290 y 710 MPa) y para incrementos de deformación entre 10⁻⁴ y 225 s⁻¹.

En la Figura 2-5 se muestra la propuesta de esfuerzo de fluencia vs FID usando las ecuaciones (2-3) y (2-4) para varios tipos de refuerzos de grado 40 o equivalente, cada ajuste depende del esfuerzo de fluencia real de cada barra de refuerzo. Las barras con esfuerzos de fluencia entre el 43 y 51 ksi (300 y 350 MPa) son representativos para barras de grado 40 ASTM las cuales tienen un esfuerzo de fluencia promedio de 48 ksi (330 MPa).

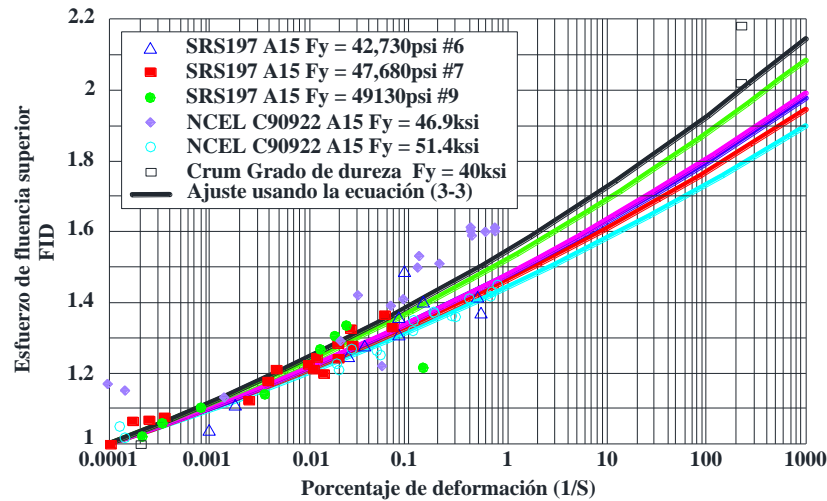


Figura 2-5. FID para esfuerzos de fluencia de barras de grado 40 ASTM A615, 1MPa = 145 psi, Malvar y Crawford (1998b).

La Figura 2-6 muestra la propuesta de FID de las ecuaciones (2-3) y (2-5) para el esfuerzo último de barras de Grado 60. Esta cifra respalda la afirmación de Keenan que el FID para el esfuerzo último es mucho más bajo que el esfuerzo de fluencia.

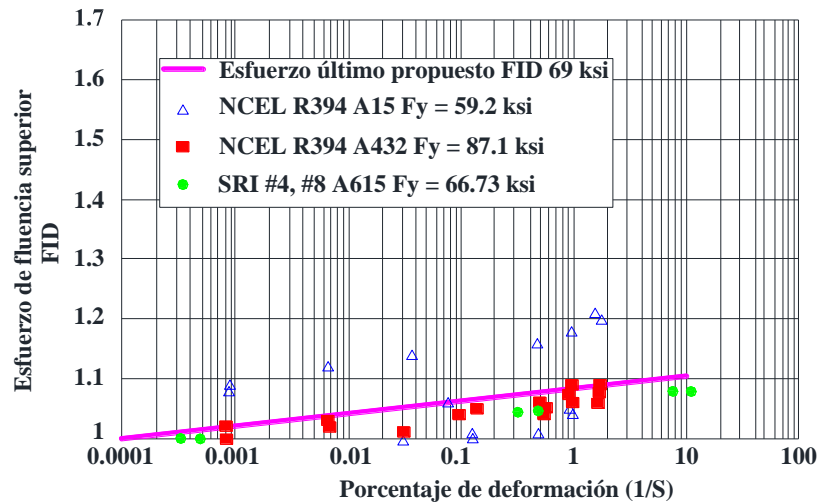


Figura 2-6. FID para esfuerzos de fluencia para barras de grado 60 ASTM A615, Malvar y Crawford (1998b).

La Figura 2-7 muestra el FID para el esfuerzo de fluencia propuesto para barras de grado 75 (o equivalente). Tres tipos de barras se muestran con esfuerzos de fluencia entre 87 y 103 ksi (600 y 710 MPa).

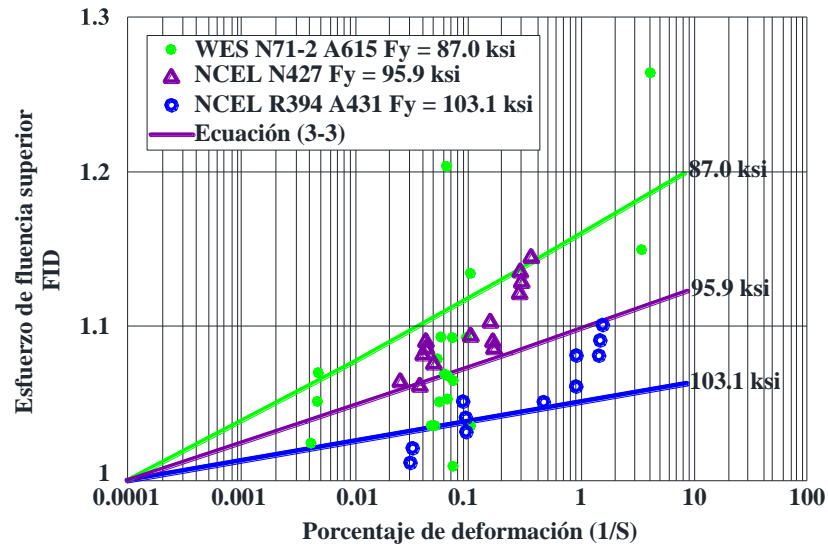


Figura 2-7. FID para esfuerzos de fluencia para barras de grado 75 ASTM A615, Malvar y Crawford (1998b).

Finalmente, la Figura 2-8 muestran una propuesta para el FID, es decir, las ecuaciones (2-3), (2-4), y (2-5), para barras de Grado 40, 60 y 75, suponiendo que el esfuerzo de fluencia es 48, 69 y 87 ksi (330, 475 y 600 MPa), respectivamente.

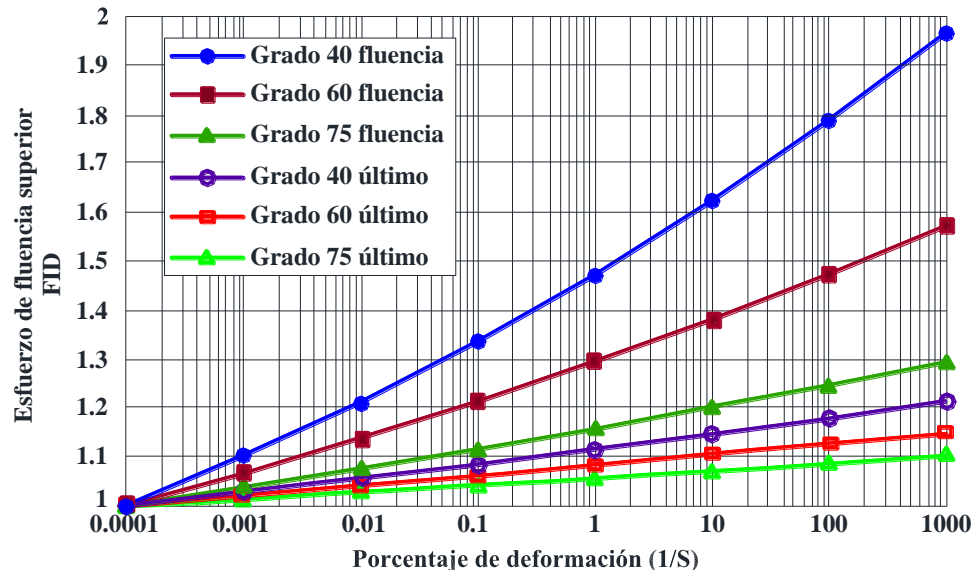


Figura 2-8. Sugerencia del FID por ASTM A615 para barras de grado 40, 60 y 75 (asumiendo esfuerzo de fluencia de 48, 69 y 87 ksi, respectivamente), Malvar y Crawford (1998b).

De lo anterior se concluye que el FID, tanto para fluencia y esfuerzo último es inversamente proporcional al esfuerzo de fluencia propio, por lo que las formulaciones son

válidas para esfuerzos de fluencia entre 42 y 103 ksi (290 y 710 MPa) y para porcentajes de deformación entre 10^{-4} y 225 s^{-1} .

2.6 Factor de Incremento Dinámico de acuerdo al UFC 2008

El FID es igual a la relación del esfuerzo dinámico y del esfuerzo estático, por ejemplo, f_{dy}/f_y , f_{du}/f_u y f'_{dc}/f'_c . El FID depende del porcentaje de deformación del elemento, lo que aumenta a medida que se incrementa la velocidad de deformación. Las curvas de diseño para el FID de la resistencia a compresión del concreto no confinada se muestran en la Figura 2-9 para $175.8 < f'_c < 351.5 \text{ kgf/cm}^2$ y en las Figuras 2-10 y 2-11 para $f'_c = 421.8 \text{ kgf/cm}^2$. Valores de prueba para el FID en tensión (antes del agrietamiento), también se dan en las Figuras 2-10 y 2-11.

Las curvas de diseño del FID para la fluencia y el esfuerzo último del acero de refuerzo ASTM A 615 Grado 40, Grado 60 y Grado 75 se muestran en la Figura 2-12. Acero Grado 40 no está permitido en nuevas construcciones de protección. Por lo tanto, para aceros Grado 40 se proporcionan datos para fines comparativos y para su uso en la evaluación de construcciones existentes. Las curvas se obtuvieron a partir de datos de prueba con velocidades de deformación máxima de 300 in/in/seg para el concreto y 100 in/in/seg para el acero. Valores tomados de las curvas de diseño son estimaciones conservadoras del FID y seguros para propuestas de diseño.

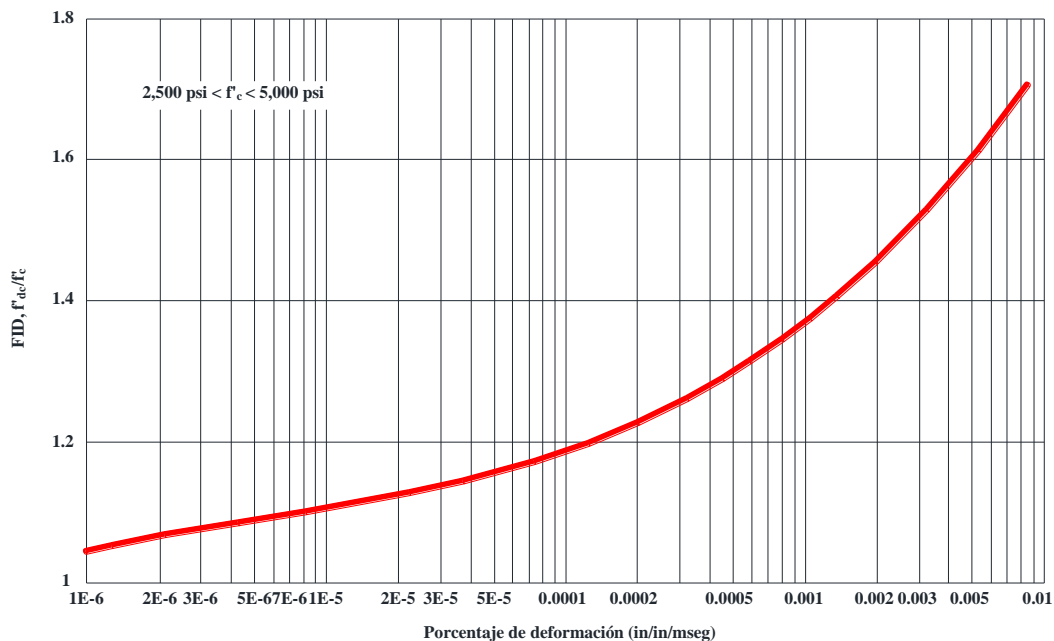


Figura 2-9. Curva de diseño para FID para la Resistencia a Compresión Última del Concreto ($175.8 < f'_c < 351.5 \text{ kgf/cm}^2$) en escala logarítmica, UFC (2008).

Los valores de FID se han establecido para elementos alejados y cercanos a los elementos de diseño. Debido al incremento de la magnitud de la carga explosiva y subsecuente el incremento de la velocidad de deformación, los FID de los elementos sometidos a una detonación cercana a los miembros de diseño son mayores, no obstante, elementos donde la explosión es lejana al elemento de diseño el FID es menor, como se puede observar en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1. Factores de Incremento Dinámico (FID) para el diseño de elementos de concreto reforzado, UFC (2008).

Tipo de refuerzo	Elementos alejados			Elementos cercanos		
	Barras de refuerzo		Concreto	Barras de refuerzo		Concreto
	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f'_{dc}/f'_c	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f'_{dc}/f'_c
Flexión	1.17	1.05	1.19	1.23	1.05	1.25
Diagonal de tensión	1.00	-----	1.00	1.10	1.00	1.00
Cortante directo	1.10	1.00	1.10	1.10	1.00	1.10
Adherencia	1.17	1.05	1.00	1.23	1.05	1.00
Compresión	1.10	-----	1.12	1.13	-----	1.16

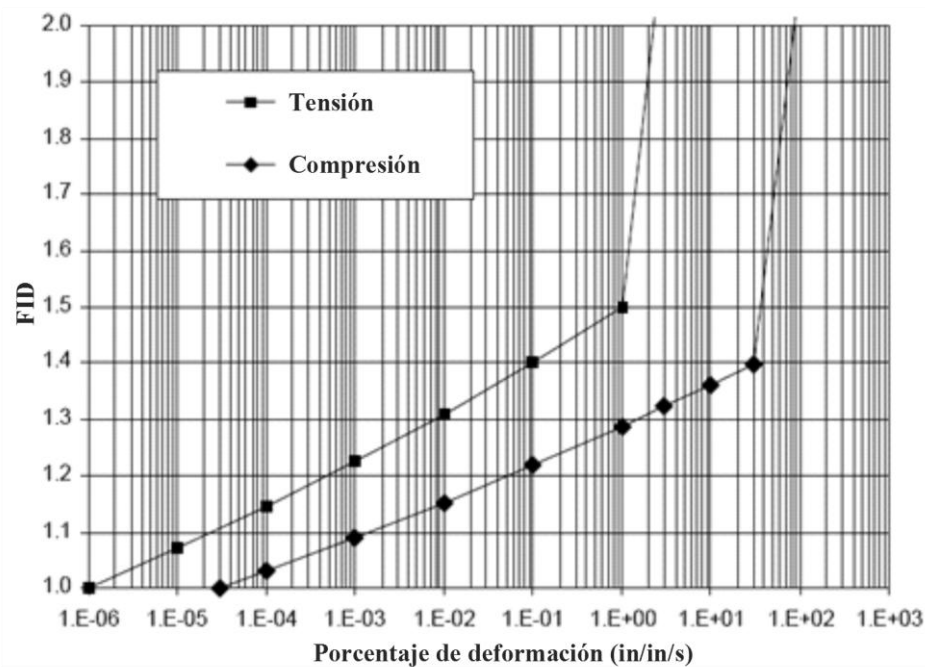


Figura 2-10. Curvas de diseño para FID para la resistencia a compresión última y tensión del concreto ($f'_c = 421.8 \text{ kgf/cm}^2$) en escala semi-logarítmica, UFC (2008).

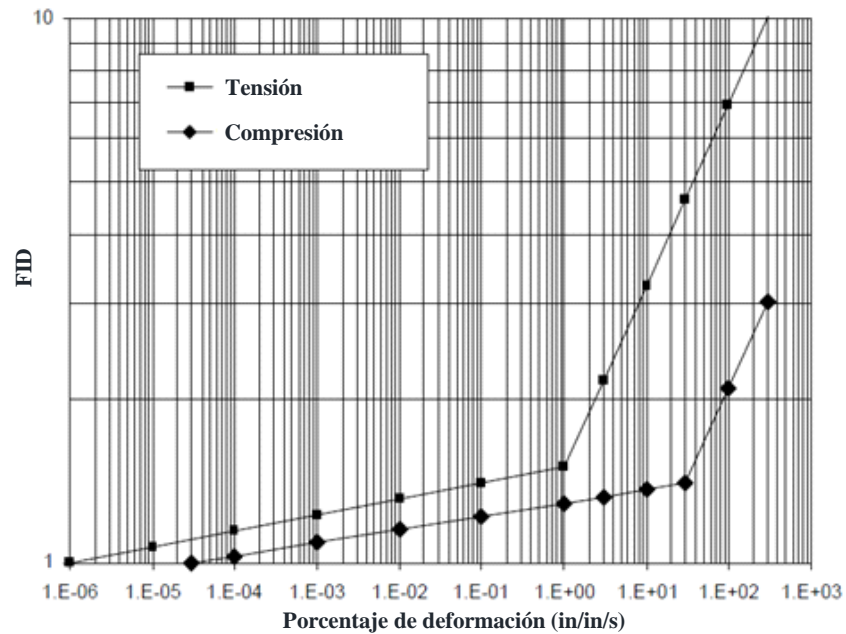


Figura 2-11. Curvas de diseño para FID para la resistencia a compresión última y tensión del concreto ($f'_c = 421.8 \text{ kgf/cm}^2$) en escala logarítmica, UFC (2008).

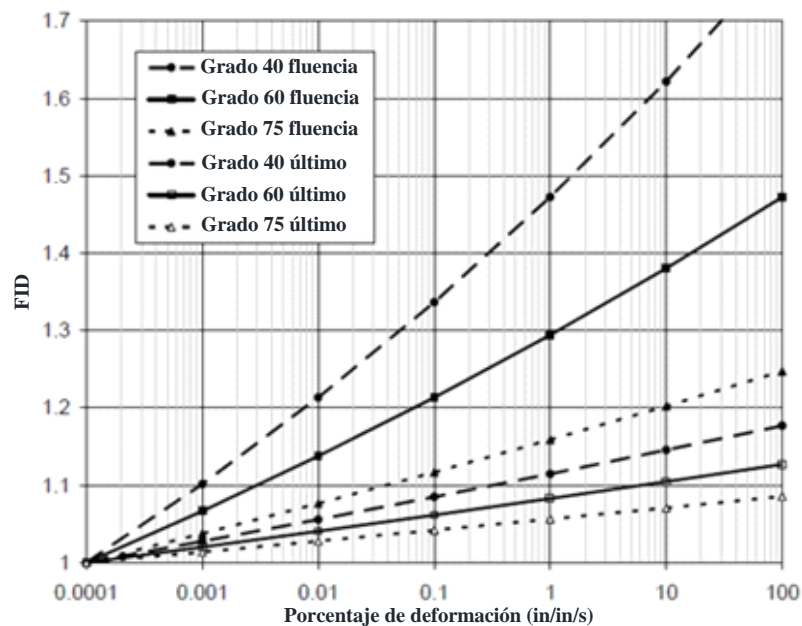


Figura 2-12. Diseño de curvas para el FID para la fluencia y esfuerzo último para las barras de refuerzo clase ASTM A 615 Grado 40, Grado 60 y Grado 75, UFC (2008).

Los valores indicados para el FID a cortante (tensión diagonal y cortante directo) y la adherencia son más conservadores que las de flexión o compresión. Este es debido a la necesidad de prevenir cortante frágil y falla en adherencia, así tomar en cuenta las incertidumbres en el proceso de diseño de corte y de adherencia.

Una estimación más precisa del FID para el concreto y el acero se puede obtener de las Figuras 2-9 a 2-12, respectivamente. El aumento de la capacidad de los elementos a flexión es principalmente una función de la velocidad de deformación o el refuerzo, en particular, el tiempo para alcanzar la fluencia, t_E , del acero de refuerzo. La velocidad media de deformación, tanto del concreto y el acero se puede obtener considerando la deformación de los materiales al fluir y el tiempo para alcanzar la fluencia. La velocidad de deformación promedio en el concreto (basado en f'_{dc} llegue a $\epsilon_c = 0.002$ in/in) es la siguiente:

$$\epsilon'_c = 0.002 / t_E \quad (2-6)$$

Mientras que la velocidad de deformación media en el refuerzo:

$$\epsilon'_s = f_{dy} / (E_s t_E) \quad (2-7)$$

dónde ϵ'_c es la velocidad promedio de deformación del concreto; ϵ'_s es la velocidad promedio de deformación para el refuerzo; y t_E es el tiempo para la fluencia del refuerzo

Si la diferencia entre los valores calculados del FID y los valores de diseño de la Tabla 2-1 son pequeños, entonces los valores correctos del FID, son los calculados. Si la diferencia es grande, los valores calculados del FID son usados como una nueva estimación y el proceso se repite hasta que las diferencias entre lo "estimado" y lo "calculado" sean pequeños.

Los valores de FID puede afectar significativamente el diseño final de algunos elementos, estos incluyen los miembros peraltados, los miembros sometidos a cargas explosivas tipo impulso y elementos destinados a mantener grandes deflexiones. Los valores reales de FID (por lo general son más altos que los valores de diseño de la Tabla 2-1) son el resultado de una estimación más realista de la resistencia a la flexión máxima y, por tanto, el cortante máximo y los esfuerzos de adherencia deben ser resistidos por el elemento.

CAPÍTULO

3

REVISIÓN DE VIGAS SUJETAS A EXPLOSIONES

En este capítulo se describen los resultados experimentales realizados por *Seabold (1967)* de vigas sujetas a explosiones, las cuales se revisan con el *UFC (2008)*.

3.1 Descripción del experimento

Seabold (1967) realizó un programa experimental y analítico que consta de pruebas donde el nivel máximo de carga dinámica, la duración de la carga, y el espaciamiento de estribo son variadas. Todas las vigas utilizadas fueron geométricamente idénticas, excepto por la cantidad de armado en sus extremos. El tamaño de los estribos verticales fueron seleccionados de tal manera que el espaciamiento entre estribos no excediera la altura efectiva de la viga, requerida para producir falla a cortante.

Nueve vigas fueron probadas, cada una simplemente apoyada en sus extremos, las cargas, tanto estáticas como dinámicas, se distribuyeron de manera uniforme a lo largo de la longitud de la viga.

En teoría, la distribución del armado de las vigas bajo carga estática uniforme debe ser variada linealmente desde un máximo en la sección crítica cerca de los apoyos. A pesar de esta distribución óptima para cargas estáticas, no había garantía de que esta variación en el momento dinámico y cortante o en la resistencia a cortante dinámico y la tensión diagonal variara de la misma manera. Por lo tanto, era difícil justificar una distribución lineal del armado.

Se utilizó el mismo tamaño de estribo en todas las vigas, pero el espaciamiento fue diferente en cada extremo de la viga entre el apoyo y $L/3$. Este procedimiento fue adoptado después de la realización de pruebas piloto, para apreciar las posibles desventajas del procedimiento en contra de las ventajas de la reducción en la instrumentación y la disponibilidad de dos tipos de espaciamiento diferentes.

Las propiedades geométricas y mecánicas de las vigas se muestran en la Tabla 3-1 y Figura 3-1. El refuerzo en cada viga consistió en dos barras del No. 9 para el acero a tensión; dos del No. 7 para el acero a compresión longitudinal; y barras del No. 2 para el refuerzo vertical o estribos. Los estribos son cerrados, espaciados a 15 cm (6 in) en el centro y en uno de los extremos del claro; en el extremo derecho el espaciamiento es de 10 cm (4 in), como se muestra en la Figura 3-1. Los extremos de cada viga se apoya sobre pernos a 25.4 cm de largo con placas de 2.54 cm de espesor que permiten rotar y trasladarse.

Tabla 3-1. Geometría y propiedades de los materiales de las vigas, Seabold (1967).

No. Viga	Resistencia del concreto			Dimensiones de la viga				Refuerzo longitudinal				Armado					
	Edad (días)	$f'c$ (kgf/cm ²)*	$f't$ (kgf/cm ²)**	b (cm)	h (cm)	d (cm)	L/d	Tensión		Compresión		lado izquierdo			Lado derecho		
								p (%)	f_y (kgf/cm ²)	p' (%)	f_y (kgf/cm ²)	s (cm)	f_y (kgf/cm ²)	rf_y (kgf/cm ²)	s (cm)	f_y (kgf/cm ²)	rf_y (kgf/cm ²)
WD1	21	242	25	20	38	33	11.1	1.99	4921	1.2	4661	15	2883	6	10	2847	9
WD2	20	233	24	20	38	33	11.1	1.99	4929	1.2	4605	15	2742	6	10	2918	9
WD3	10	207	23	20	38	33	11.1	1.99	4858	1.2	4725	15	2320	5	10	2320	7
WD4	21	234	24	20	38	33	11.1	1.99	4921	1.2	4809	15	2390	5	10	3094	10
WD5	20	207	21	20	38	33	11.1	1.99	4921	1.2	4668	15	2180	5	10	2180	7
WD6	22	221	25	20	38	33	11.1	1.99	4605	1.2	4626	15	2109	5	10	2180	7
WD7	20	226	24	20	38	33	11.1	1.99	5069	1.2	4668	15	2847	6	10	2847	9
WD8	20	182	21	20	38	33	11.1	1.99	4535	1.2	4858	15	2622	6	10	2672	9
WD9	20	189	22	20	38	33	11.1	1.99	5020	1.2	4584	15	2777	6	10	2672	9

Es = 2038901.8 kgf/cm² promedio

Es' = 1989686.9 kgf/cm² promedio

Ev = 1764704.6 kgf/cm² promedio

* $f'c$ = promedio de tres pruebas en cilindros

** $f't$ = promedio de tres pruebas en cilindros

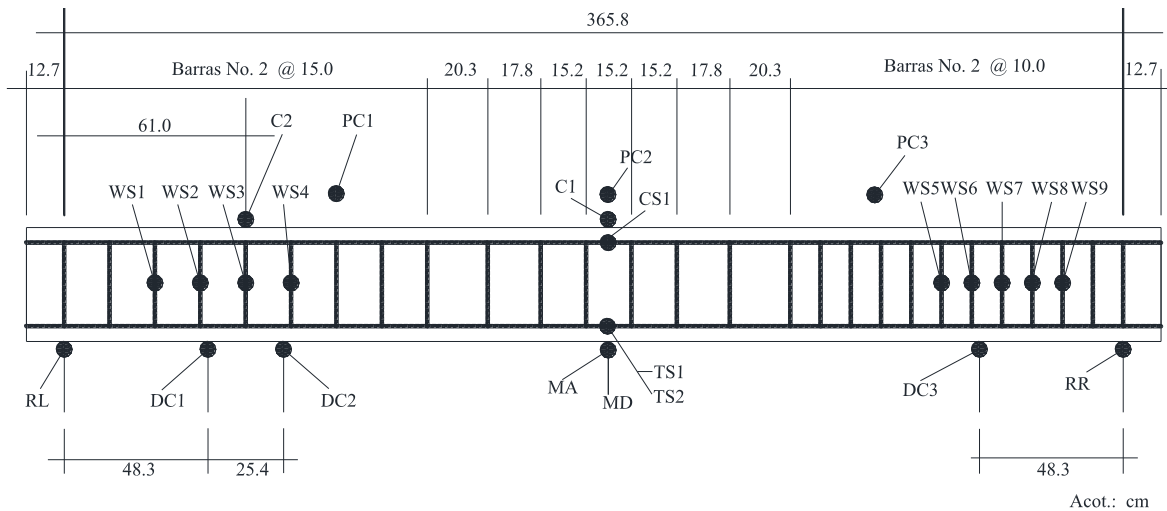
Las vigas fueron nombradas desde WD1 hasta la WD9. Varias de las vigas fueron cargadas dinámicamente más de una vez, en cuyo caso un número adicional se le fue asignado para indicar el ciclo de carga. Por ejemplo, WD8-4 significa que es la viga número 8, y fue cargada dinámicamente cuatro veces.

La curva esfuerzo-deformación de las barras de acero de refuerzo en cada viga se resumen en la Figura 3-2. Todas las barras fueron del mismo lote y satisficieron los requisitos de deformación especificadas por el A305-56T de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM).

Las barras del No. 7 y 9 cumplen los requisitos de la norma ASTM A432; las barras mostraron una relación esfuerzo-deformación bien definido, y un esfuerzo de fluencia de 4640 y 4921 kgf/cm². El rango de fluencia se mantuvo a un mínimo de deformación del 1.3 por ciento, ver Figura 3-2. Las barras del número 2 tuvieron un esfuerzo de fluencia entre 2109 y 2812 kgf/cm².

Para las vigas se utilizó una mezcla de concreto con refuerzo a compresión $f'c = 211$ kgf/cm², con cemento Portland tipo I. Las propiedades del concreto de cada viga se muestran en la Tabla 3-1, los cuales son resultados de pruebas en cilindros con carga rápida, y mezclas del mismo concreto de las vigas. Se encontró que el modo de falla es el mismo bajo cargas estáticas y dinámicas, sin embargo, la fuerza de tensión dividida por la

resistencia de los cilindros se incrementó con el aumento de la velocidad de carga. Como se ha indicado, la fuerza de tensión dividida por la resistencia se incrementó cerca del 70% cuando el concreto se esforzó a una velocidad de 21090 kgf/cm^2 por segundo.



ACOTACIONES	MEDICIÓN
C1, C2	Deformación del concreto
CS1	Deformación del acero a compresión
DC1, DC2, DC3	Cambio de altura de desplazamiento
MA	Aceleración en el centro del claro
MD	Desplazamiento en el centro del claro
PC1, PC2, PC3	Presión
RL, RR	Reacción
TS1, TS2	Esfuerzo de tensión del acero
WS1, WS2...WS9	Deformación en los estribos

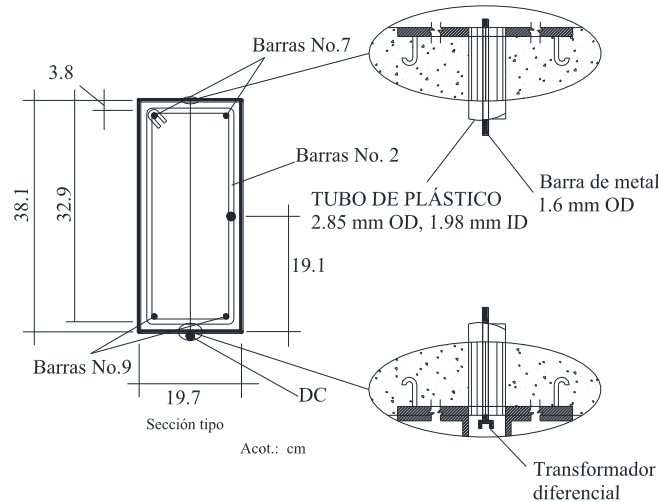


Figura 3-1. Instrumentación y detalles de viga, serie WD, Seabold (1967).

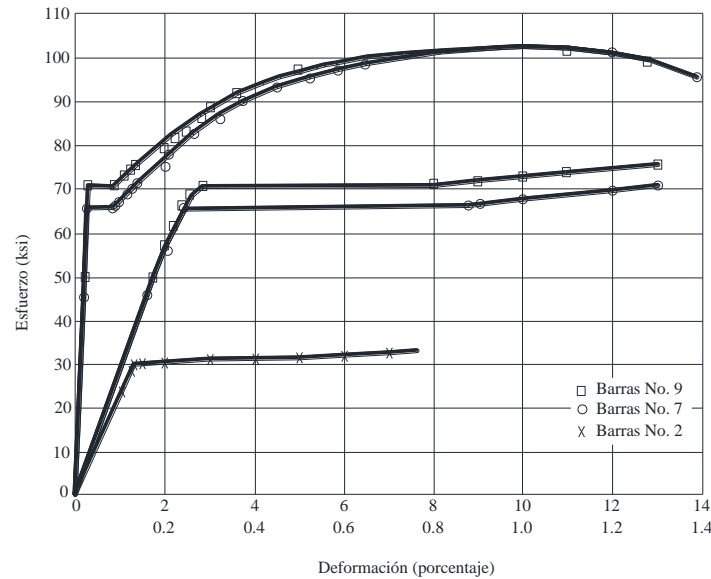


Figura 3-2. Curva esfuerzo-deformación para las barras de refuerzo, Seabold (1967).

Las pruebas de las vigas se realizaron en el Laboratorio Naval de Ingeniería Civil de los EU, mediante el simulador de explosiones NCEL (Figura 3-3), el cual es capaz de aplicar una carga uniformemente distribuida estática o dinámicamente. Este dispositivo es capaz de aplicar cargas dinámicas mediante la generación de gases, simulando la detonación de una explosión. La presión máxima dinámica es controlada y decae en relación al tiempo, disminuyendo la presión mediante la liberación de los gases. La capacidad de diseño del simulador es de 13 kgf/cm^2 .

Se realizaron tres pruebas estáticas gradual y continuamente, aumentando la carga uniformemente hasta llegar al colapso. La carga uniforme fue aplicada mediante el simulador de aire a presión. El registro de la presión, deflexión, las reacciones y las deformaciones fueron registrados en un oscilograma a cada 0.352 kgf/cm^2 , hasta que se llegó a una presión de 1.76 kgf/cm^2 , posterior a esto, el incremento de presión fue de 0.141 kgf/cm^2 hasta llegar a su resistencia máxima, el cual fue superior al estimado, registrando una carga distribuida de 110.72 kg/cm (620 lb/in), desplazamiento al centro del claro de 2.34 cm (0.92 in) y un cortante de 3136 kg/cm^2 (44.6 ksi), ver Figura 3-4.

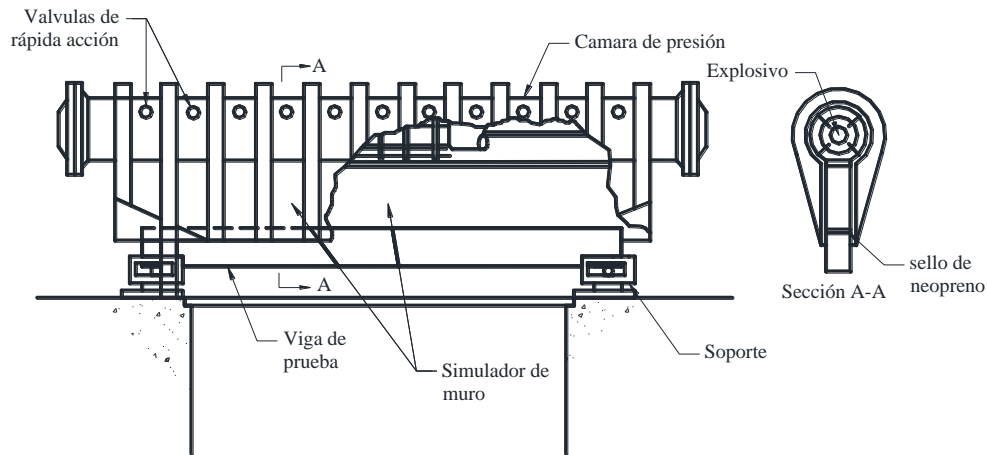


Figura 3-3. Esquema de viga en el simulador de explosiones NCEL, Seabold (1967).

Se realizó una prueba dinámica con golpes de presión para obtener la presión máxima deseada y pre ajustando los subsecuentes golpes de presión y el tiempo de retardo del conducto de aire para obtener el deseado decaimiento de la presión. Después del golpe de presión, las deformaciones permanentes y las deflexiones fueron registradas, además de inspeccionar visualmente la viga y así varios ciclos de carga hasta que la viga fallará, los ciclos de carga se muestran de acuerdo a la nomenclatura antes mencionada y a la Tabla 3-2.

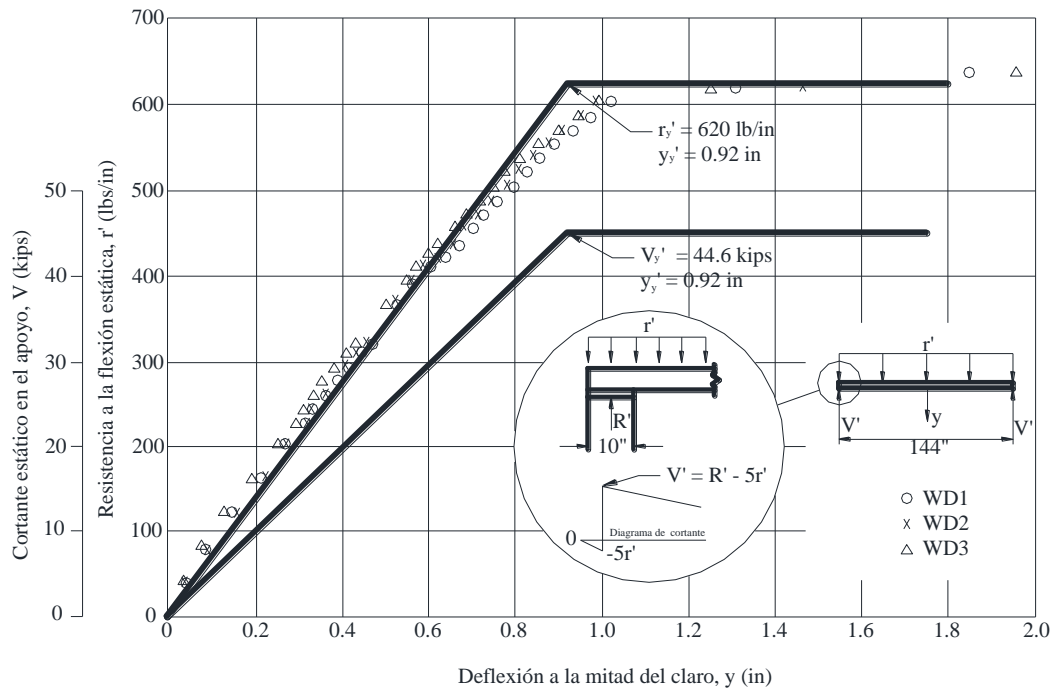


Figura 3-4. Medición y diagrama de la flexión estática idealizada, Seabold (1967).

3.1.1 Resultados y análisis de las pruebas

Tres vigas, WI hasta la WD3, se cargaron estáticamente hasta llegar a la falla, mientras que seis vigas, WD4 hasta WD9, se cargaron dinámicamente, de modo que la carga aplicada simulara una carga triangular con variación en el tiempo, ver Figura 3-5. La magnitud y la duración de las cargas dinámicas, la máxima de deflexión al centro del claro y el cortante máximo promedio en los apoyos se encuentran en la Tabla 3-2. La Figura 3-6 muestra la variación los parámetros medidos con respecto al tiempo de la viga WD5.

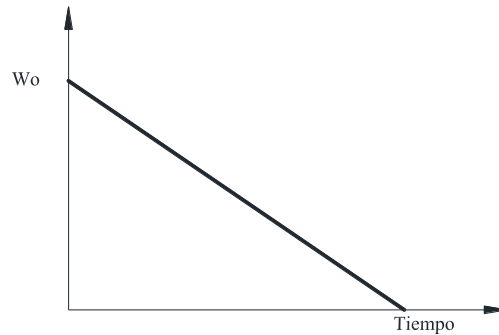


Figura 3-5. Carga sobre viga

Tabla 3-2. Resultado de pruebas dinámicas -carga y deflexión -, Seabold (1967).

No. Viga	Características de carga				Deflexión al centro del claro			
	Carga máxima		Duración		Máximo		Tiempo máximo	
	Wo (kg/cm)	Wo/r'y	T (mseg)	T/Tn *	ym (cm)	ym/y'y	tm (mseg)	tm/Tn
WD4-1	70	0.630	490	14.3	2.54	1.09	17.2	0.51
WD4-2	94	0.850	350	10.3	3.81	1.64	21.3	0.63
WD5	102	0.917	490	14.4	4.67	2.00	35.5	0.75
WD6	104	0.943	460	13.5	5.03	2.15	26.2	0.77
WD7-1	65	0.586	720	21.2	2.06	0.89	17	0.50
WD7-2	104	0.935	500	14.7	4.80	2.05	26.6	0.78
WD8-1	99	0.890	139	4.1	3.78	1.62	22.5	0.66
WD8-2	90	0.810	140	4.1	3.56	1.52	20.8	0.61
WD9-1	59	0.535	47	1.4	1.91	0.81	15.3	0.45
WD9-2	99	0.895	47	1.4	3.68	1.58	18	0.53

* Tn = 34 milisegundos

Todas las vigas fallaron a flexión a pesar de que el refuerzo (r_{fy}) fue del 69 por ciento menor que el requerido por código del ACI. La ubicación de las grietas críticas se muestran en la Tabla 3-3, desde la viga WD1 hasta WD9. La ubicación es la distancia desde el centro del soporte, hasta el punto de intersección de la diagonal de agrietamiento crítico. Así tanto a carga estática y dinámica causaron grietas importantes en el extremo izquierdo de la viga entre 0.55d y 0.70d del soporte; en el extremo derecho la grieta y se desarrolló entre 0.31d 0.93d del apoyo.

La variación en la ubicación del agrietamiento crítica fue mayor en el extremo derecho, pero la variación en los dos extremos fue casi la misma para la carga estática y dinámica. Este hallazgo sugiere que tanto para cargas dinámicas y cargas estáticas se requiere la misma cantidad de refuerzo.

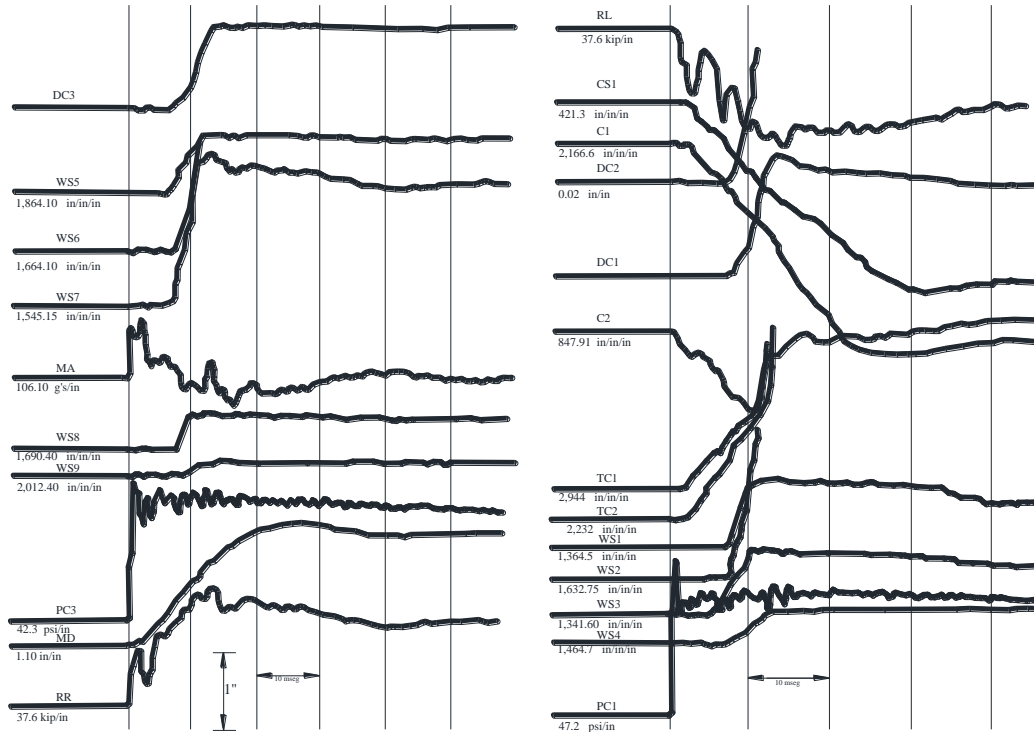


Figura 3-6. Oscilograma de la prueba WD5, Seabold (1967).

Sin embargo, la grieta crítica atravesó más estribos en el extremo derecho, donde los estribos eran más cerrados. Esto sugiere que la trayectoria del agrietamiento crítico es independiente del número de estribos que atraviesa, el espaciamiento de estribos, y la mayoría será para resistir el cortante, en la Tabla 3-3 se muestra la localización de la diagonal de agrietamientos de las vigas examinadas.

El factor máximo de cortante dinámico (FCD_m) fue siempre mayor en la respuesta elástica. En el rango de plástico, el FCD_m disminuyó a medida que la carga máxima dinámica, w_0 , se incrementaba. El FCD_m disminuyó debido a que el cortante máximo se aproximó a los límites superiores de la viga en el rango plástico, independientemente de la carga aplicada.

Tabla 3-3. Medición y localización de la diagonal de agrietamiento crítico, Seabold (1967).

No. Viga	Extremo izquierdo						Extremo derecho					
	x_1 (cm)	$\frac{x_1}{d}$	$\frac{x_1}{L}$	x_2 (cm)	$\frac{x_2}{d}$	$\frac{x_2}{L}$	x_1 (cm)	$\frac{x_1}{d}$	$\frac{x_1}{L}$	x_2 (cm)	$\frac{x_2}{d}$	$\frac{x_2}{L}$
WD1	17.8	0.55	0.049	71.1	2.17	0.194	10.2	0.31	0.028	63.5	1.93	0.174
WD2	20.3	0.62	0.055	71.1	2.17	0.194	20.3	0.62	0.055	71.1	2.17	0.194
WD3	20.3	0.62	0.055	55.9	1.71	0.154	20.3	0.62	0.055	71.1	2.17	0.194
WD4	22.9	0.7	0.063	-	-	-	25.4	0.77	0.070	68.6	2.09	0.188
WD5	22.9	0.7	0.063	76.2	2.32	0.210	20.3	0.62	0.055	68.6	2.09	0.188
WD6	22.9	0.7	0.063	76.2	2.32	0.210	10.2	0.31	0.028	66	2.01	0.181
WD7	17.8	0.55	0.049	68.6	2.09	0.188	20.3	0.62	0.055	-	-	-
WD8	17.8	0.55	0.049	76.2	2.32	0.210	30.5	0.93	0.083	81.3	2.47	0.222
WD9	20.3	0.62	0.055	68.6	2.09	0.188	30.5	0.93	0.083	76.2	2.32	0.210

El cortante máximo en los apoyos se aproximaron a los valores límites cuando el acero longitudinal a tensión alcanzó su fluencia, en otras palabras, el cortante dinámico máximo en los soportes se aproximó a los valores límites cuando la resistencia a flexión de la viga fue superada por la carga. Al parecer, la flexión en la fluencia a la mitad del claro amortigua los modos de vibración y cambia el modo fundamental lo suficiente para reducir significativamente la fuerza cortante en los soportes.

La medición de la deformación de los estribos bajo cargas estáticas y dinámicas no indicó significativos esfuerzos antes de la formación de las grietas críticas. Sin embargo, posterior al agrietamiento, los estribos fueron de mayor eficiencia ya que, las deformaciones se incrementaron y fueron capaces de resistir el cortante, obligando a fallar por flexión en todas las vigas a carga estática y dinámica.

3.1.2 Revisión de las vigas por el UFC (2008)

Se efectuó una revisión siguiendo los criterios del Manual de la Armada de los Estados Unidos (UFC, 2008). La revisión por el Eurocódigo no se realizó, debido a que carece de recomendaciones y diseños más detallados para soportar este tipo de eventos extraordinarios, sin embargo, es importante mencionar que ha comenzado a incluir este tipo de acciones en sus páginas.

La revisión con el UFC (2008) incluye, la resistencia, el cortante y la deflexión, además de incluir una revisión por rebote de onda; la revisión se realizó para explosiones internas. Se presenta detalladamente en 20 pasos la revisión de la viga WD4-1 siguiendo los criterios del UFC (2008) al final de la sección se muestra un resumen de la revisión del resto de las vigas. En la Figura 3-7 se muestra la geometría de la viga, la idealización de la carga y la sección transversal de la misma.

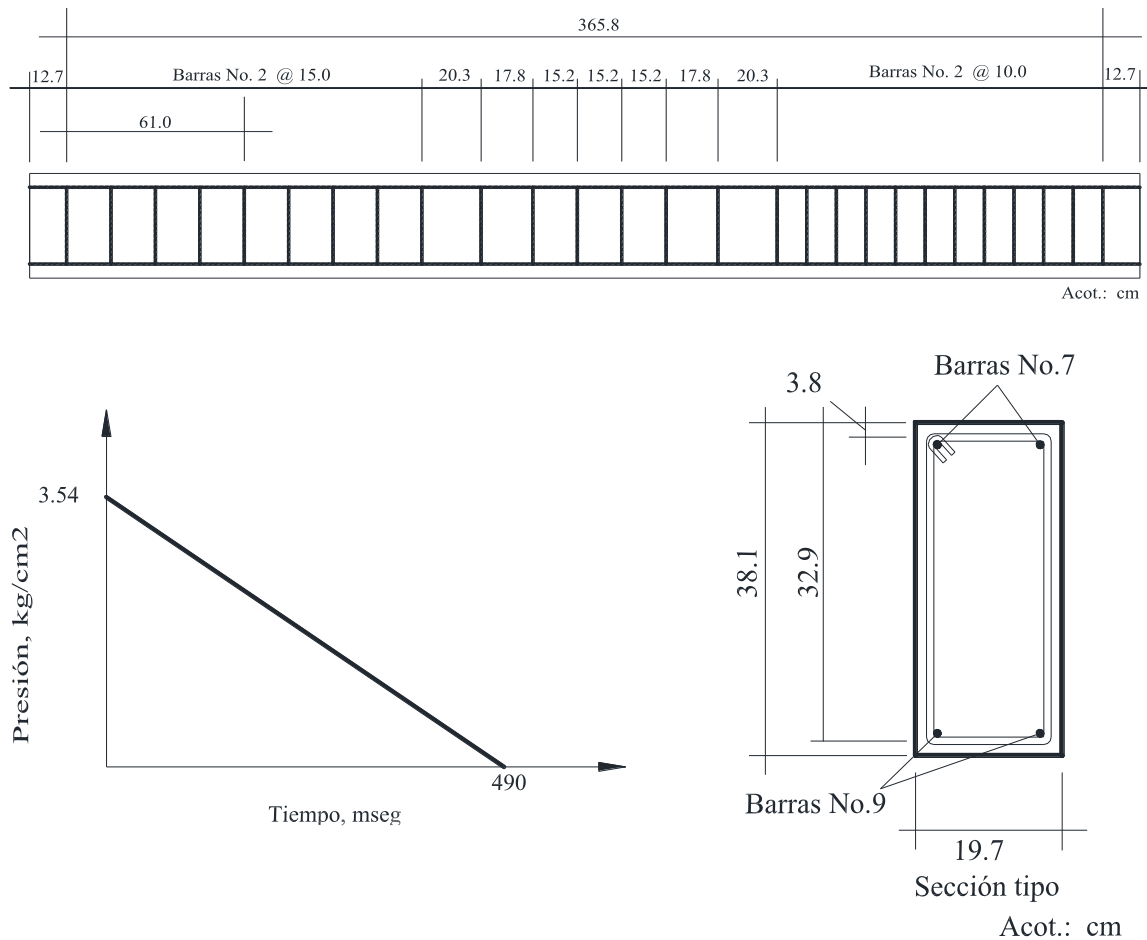


Figura 3-7. Detalle de armado y carga aplicada sobre la viga de diseño WD4-1.

Paso 1. Definición de los parámetros de diseño:

- Configuración estructural (ver Figura 3-17)
- Gráfica de Presión-tiempo (ver Figura 3-17).
- Rotación máxima en el apoyo = 1.0°
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 70,000.0 \text{ psi} = 4,921.5 \text{ kgf/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia de estribos L. Izq, $f_y = 34,000.0 \text{ psi} = 2,390.4 \text{ kgf/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia de estribos L. Der, $f_y = 44,000.0 \text{ psi} = 3,093.5 \text{ kgf/cm}^2$
- Resistencia de compresión del concreto, $f'_c = 3,330.0 \text{ psi} = 234.1 \text{ kgf/cm}^2$
- Peso del concreto, $w = 150 \text{ lbs/ft}^3 = 0.024028 \text{ kg/cm}^3$

Paso 2. De la Tabla (3-1), se determinan los FID. Para los criterios de deflexión dados Paso 1c; se determina la ecuación para el cálculo del esfuerzo dinámico de la Tabla (I-6). Utilizando el FID y las propiedades del material de Paso 1d, se calculan los esfuerzos de diseño dinámico.

- a. El factor de incremento dinámico de la Tabla (2-1) para el rango de presión intermedio y bajo

Acero de refuerzo	- Flexión, FID	= 1.17
	- Cortante directo, FID	= 1.10
Concreto	- Compresión, FID	= 1.19
	- Cortante directo, FID	= 1.10
	- Tensión diagonal, FII	= 1.00

- b. De la Tabla (I-6), para $\theta m \leq 2^\circ$:

$$f_{ds} = f_{dy}$$

- c. El diseño del esfuerzo dinámico de la ecuación (I-14)

Acero de refuerzo

- Flexión	$f_{dy} =$	1.17 x 70000
	=	81,900.0 psi = 5,757.6 kgf/cm ²
- Tensión diagonal	$f_{dy} =$	1 x 70000
	=	70,000.0 psi = 4,921.0 kgf/cm ²

Concreto

- Compresión	$f'_{dc} =$	1.19 x 3330
	=	3,962.7 psi = 278.6 kgf/cm ²
- Cortante directo	$f'_{dc} =$	1.1 x 3330
	=	3,663.0 psi = 257.5 kgf/cm ²
- Tensión diagonal	$f_{dy} =$	1 x 3330
	=	3,330.0 psi = 234.1 kgf/cm ²

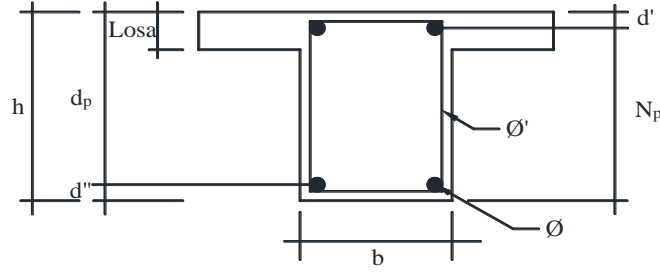
Paso 3. Suponiendo el refuerzo y el recubrimiento del concreto, se calcula la distancia la fibra fibra extrema de compresión al centroide del refuerzo a tensión, d .

Suponiendo 2 barras del # 9

$$A_s = 1.99 \text{ in}^2 = 12.83 \text{ cm}^2$$

Paso 4. Cálculo del porcentaje de acero en el Paso 3. Se comprueba que este porcentaje mayor que el refuerzo mínimo requerido por las ecuaciones (I-20) y (I-21), pero menor que el refuerzo máximo permitido por la ecuación (I-18).

- a. Calculando d negativo (apoyo) y positivo ($L/2$) para comprobar la relación de refuerzo a flexión.



$$d = h - d'(\text{recubrimiento}) - \phi'(\text{estribo}) - \frac{\phi}{2}(\text{barra a flexión})$$

$$\begin{aligned} h &= 15.0 \text{ in} & \text{No. } \phi' &= 2 & d'' &= 1.5 \text{ in} & L &= 154.0 \text{ in} \\ d' &= 1.5 \text{ in} & \text{No. } \phi &= 9 & b &= 7.75 \text{ in} & T_c &= 15.0 \text{ in} \\ \text{Esp. Losa} &= 8.0 \text{ in} \end{aligned}$$

$$d_N = 12.688 \text{ in}$$

$$d_p = 12.688 \text{ in}$$

- b. Cálculo del porcentaje de refuerzo

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (I-21)$$

$$\rho_N = 0.0202$$

$$\rho_p = 0.02$$

- c. Refuerzo máximo

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b$$

De la ecuación (I-21)

$$\rho_b = \left[\frac{0.85K_1 f'_{dc}}{f_{ds}} \right] \left[\frac{87000}{87000 + f_{ds}} \right] \quad (I-22)$$

dónde:

$$K_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_{dc} - 4000)}{1000} = 0.8519$$

$$\rho_b = 0.018$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.014$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0135 > \rho_N = 0.0202 \quad \therefore \text{Excede el } \rho_{\text{máx}}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0135 > \rho_N = 0.0202 \quad \therefore \text{Excede el } \rho_{\text{máx}}$$

- d. Comprobando que el porcentaje de refuerzo mínimo es mayor que el de las ecuaciones (I-25) y (I-26)

$$\rho = 200/f_y \quad (I-25)$$

$$\rho = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (I-26)$$

$$\rho = 0.0029$$

$$\rho_{\min} = 0.0029$$

$$\rho = 0.0025$$

$$\rho_{\min} = 0.0029 < \rho_N = 0.0202 \quad \text{Ok}$$

$$\rho_{\min} = 0.0029 < \rho_p = 0.0202 \quad \text{Ok}$$

Paso 5. Utilizando las ecuaciones (I-15) y (I-16), el diseño dinámico de esfuerzos del 2, y el valor de d en el Paso 3. Se calcula la capacidad de momento último de la viga.

$$M_u = A_s f_{ds} (d - a / 2) \quad (I-15)$$

dónde:

$$a = \frac{A_s f_{ds}}{0.85 b f'_{dc}} \quad (I-16)$$

$$a = 6.237 \text{ in}$$

En el apoyo

A la mitad del claro

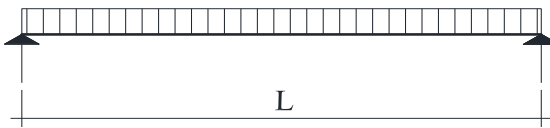
$$M_N = 1,558,004 \text{ lbs-in}$$

$$M_p = 1,558,004 \text{ lbs-in}$$

$$M_N = 1,794,995 \text{ kg-cm}$$

$$M_p = 1,795,015 \text{ kg-cm}$$

Paso 6. Cálculo de la resistencia última de la viga usando la capacidad de momento del 4 y una de las ecuaciones de la Tabla (I-1).



De la Tabla (I-1)

$$r_u = \frac{8(M_p)}{L^2}$$

$$r_u = 525.55 \text{ lbs/in} = 93.85 \text{ kg/cm}$$

Paso 7. Cálculo del módulo de elasticidad del concreto (E_c) ecuación (I-9) y tomando valor de módulo de elasticidad del acero (E_s); la relación modular n (ecuación I-10). Se determina el momento de inercia promedio I_a de la viga.

a. Modulo de elasticidad del concreto

$$E_c = w_c^{1.5} 33(f'_c)^{0.5} \quad (I-9)$$

$$\begin{aligned} E_c &= 3,498,428.04 \text{ psi} \\ &= 245,964.0 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

- b. Modulo de elasticidad del acero, (dato proporcionado de pruebas experimentales, por lo que no se tomó el recomendado por el manual).

$$\begin{aligned} E_s &= 28,300,000.00 \text{ psi} \\ &= 1,989,688.1 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

- c. Relación modular

$$n = E_s / E_c \quad (I-10)$$

$$n = 8.10 \text{ lbs/in/in}$$

- d. De la Figura (I-7) y teniendo n , ρ_n y ρ_p , el coeficiente para el momento de inercia de sección agrietada son:

$$F_N = 0.0800 \text{ en el soporte}$$

$$F_p = 0.0800 \text{ a la mitad del claro}$$

El momento de inercia agrietado de la ecuación (I-13) es

$$I_c = Fbd^3 \quad (I-13)$$

$$I_{cN} = 1,266 \text{ in}^4 = 52,695 \text{ cm}^4$$

$$I_{cN} = 1,266 \text{ in}^4 = 52,695 \text{ cm}^4$$

El promedio

$$I_c = (I_{cN} + I_{cp})/2$$

$$I_c = 1,266 \text{ in}^4 = 52,695 \text{ cm}^4$$

- e. Momento de inercia grueso

$$I_g = \frac{bT_c^3}{12} \quad (I-12)$$

$$I_g = 2,180 \text{ in}^4 = 90,725 \text{ cm}^4$$

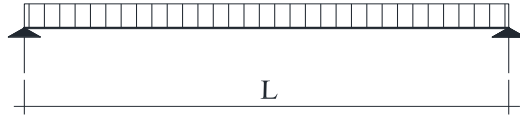
- f. Momento de inercia promedio de la viga

$$I_a = \frac{I_g + I_c}{2} \quad (I-11)$$

$$I_a = 1,723 \text{ in}^4 = 71,710 \text{ cm}^4$$

Paso 8. De la Tabla (I-1), se localiza la ecuación correcta para la rigidez elástica K_E y se evalúa utilizando los valores de la E_c y I_a del Paso 7.

De la Tabla (I-1), K_E de una viga cargada uniformemente con apoyos simples, se tiene



$$K_E = \frac{384E_c I_a}{5L^4}$$

$$K_E = 822.99 \text{ lbs/in/in} = 146.97 \text{ kg/cm/cm}$$

Paso 9. Con la resistencia última del Paso 6 y la rigidez K_E del Paso 8, se utiliza la (I-2) para calcular la deformación elástica equivalente X_E . La deflexión elástica equivalente de la ecuación (I-2)

$$K_E = r_u / X_E \quad (I-2)$$

$$X_E = \frac{r_u}{K_E} = 0.6386 \text{ in} = 1.62 \text{ cm}$$

Paso 10. Determinar los valores para el factor de carga-masa K_{LM} en el rango elástico, plástico y plástico de la Tabla (I-5). El promedio de estos valores se utiliza para determinar el valor de K_{LM} y usarse en el diseño de acuerdo a la recomendación del periodo natural de vibración.

El factor carga-masa de la Tabla (I-5) para el rango plástico de una viga con carga uniforme y apoyos simples es:

K_{LM}	- Elástico	= 0.78
	- Elasto-plástico	= 0
	- Plástico	= 0.66

K_{LM} para las deflecciones modo plástico y de las recomendaciones del periodo natural de vibración, se obtiene:

$$K_{LM} = 0.53$$

Paso 11. Se determina el periodo natural de vibración T_N con la ecuación (I-5) y K_{LM} Paso 10, K_E del Paso 8 y la masa de la viga. La masa incluye un 20 por ciento de las losas adyacentes (recomendaciones de diseño del manual).

Determinando el periodo natural de la viga

$$T_n = 2\pi(K_{LM}m/K_E)^{1/2} \quad (I-5)$$

Dónde m es la masa de la viga más 20% del tramo de losas perpendiculares a la viga

$$m = \frac{w}{g}$$

Distancia de losa lado derecho de la viga = 0.0 in = 0.00 cm

Distancia de losa lado izquierdo de la viga = 0.0 in = 0.00 cm

$$m = 26,115.80 \text{ lbs-ms}^2/\text{in/in}$$

$$m = 4,663.75 \text{ lbs-ms}^2/\text{in/in}$$

$$T_n = 25.8 \text{ ms}$$

Nota: Para el caso de revisión de estas vigas, no se tomó en cuenta el incremento del 20% debido a que estos elementos no están unidos a una losa.

Paso 12. Cálculo de los parámetros adimensionales T/T_N y r_u/P . Utilizando la Figura (I-3) se determina la relación de ductilidad, μ .

Se selecciona la Figura (I-3), la cual coincide con el tipo de carga que se aplica a la viga y se determina:

De gráfica presión-tiempo (Figura 3-7)

$$T = 490.0 \text{ ms}$$

$$T/T_N = 18.99$$

$$\text{Presión} = 50.32 \text{ psi}$$

$$P = 389.98 \text{ lbs/in} = 449.31 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Presión} = 3.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$r_u/P = 1.35$$

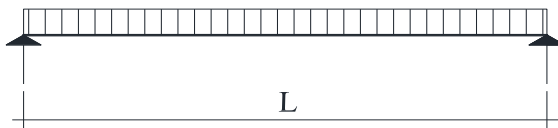
$$\text{Por lo tanto } \mu = 2.0$$

Paso 13. Cálculo de la deflexión máxima X_m usando la relación de ductilidad del Paso 12 a partir del Paso 9. Se calcula la rotación del apoyo correspondiente a X_m con una ecuación de la Tabla (I-2) y se compara con la rotación máxima permisible de Paso 1c.

$$X_m = \frac{L}{2} \tan \theta \quad X_m = \mu X_E = 1.28 \text{ in}$$

$$\tan \theta = 0.01659 \quad \theta = 0.950^\circ < 1.0^\circ \quad \text{Ok.}$$

Paso 14. Se verifica el cortante último en el apoyo V_s dado en la Tabla (I-4); el cual no exceder al máximo permitido por la corte ecuación (I-30). Si lo hace, el tamaño de la viga debe incrementarse y los Pasos 2 al 13 deberán repetirse.



$$V_s = \frac{r_u L}{2} \quad V_s = 40,467.63 \text{ lbs}$$

$$V_s = 18,355.79 \text{ kg}$$

La capacidad de la sección en el cortante directo se obtiene de la ecuación (I-30)

$$V_d = 0.18 f'_{dc} b d \quad (I-30)$$

$$V_d = 64,831.67 \text{ lbs} > V_s = 40,467.63 \text{ lbs} \quad \text{Ok.}$$

Paso 15. Se calcula el esfuerzo a tensión diagonal v_u de la ecuación (I-26) y se que no exceda la siguiente condición:

$$v_u = \frac{V_u}{bd} \leq 10(f'_c)^{0.5}$$

Cortante total a una distancia d de la cara del soporte

$$V_u = \left(\frac{L}{2} - d\right)r_u \quad \begin{array}{ll} V_u = 33,799.66 \text{ lbs} & v_u = 343.7 \text{ psi} \\ V_u = 15,331.26 \text{ kg} & v_u = 155.92 \text{ kg} \end{array}$$

$$10(f'_c)^{0.5} = 577.1 \text{ psi} > 343.7 \text{ psi} \quad \text{Ok}$$

Paso 16. Uso de la dinámica de la resistencia del concreto f'_{dc} del paso 2 y la ecuación (I-28), calcular la capacidad de corte sin refuerzo, v_c .

$$v_c = \left[1.9(f'_{dc})^{\frac{1}{2}} + 2500p\right] \leq 3.5(f'_{dc})^{\frac{1}{2}} \quad (I-28)$$

$$v_c = 160.19 \text{ psi} \leq 3.5(f'_{dc})^{\frac{1}{2}} = 201.97 \text{ psi} \quad \text{Ok.}$$

Paso 17. El diseño del refuerzo cortante se realiza con la ecuación (I-29); si el esfuerzo cortante excede $(v_u - v_c)$ o la capacidad de cortante del concreto v'_c se utiliza el que sea mayor.

$$A_v = \frac{[(v_u - v_c)bs_s]}{\phi f_{dy}} \quad (I-29)$$

$$v_u - v_c \geq v_c$$

$$v_u - v_c = 183.56 \text{ psi}$$

Suponiendo una separación de estribos

$$\begin{array}{l} \text{se usa} \\ (v_u - v_c) = 183.56 \text{ psi} \\ = 12.9 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} S_s = 6.0 \text{ in} \\ S_s = 15 \text{ cm} \\ A_v = 0.30 \text{ in}^2 \\ = 1.94 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \phi = 0.85 \\ S_s = 4.0 \text{ in} \\ S_s = 10 \text{ cm} \\ A_v = 0.15 \text{ in}^2 \\ = 0.97 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Proponiendo estribos del No. = 2 lado izquierdo

Proponiendo estribos del No. = 2 lado derecho

$$\begin{array}{ll} A_v = 0.10 \text{ in}^2 & \text{No pasa con } S_s = 6 \text{ in} \\ A_v = 0.65 \text{ cm}^2 & \text{No pasa con } S_s = 15 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} A_v = 0.10 \text{ in}^2 & \text{No pasa con } S_s = 4 \text{ in} \\ A_v = 0.65 \text{ cm}^2 & \text{No pasa con } S_s = 10 \text{ cm} \end{array}$$

Paso 18. Se comprueba que el refuerzo a cortante cumple con el área mínima y la de la sección.

Área mínima del estribo

Izquierdo

$$A_v(\text{mín}) = 0.0015bS_s$$

$$A_v(\text{mín}) = 0.07 \text{ in}^2 < 0.10 \text{ in}^2 \quad \text{Ok}$$

$$A_v(\text{mín}) = 0.45 \text{ cm}^2 < 0.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Derecho

$$A_v(\text{mín}) = 0.0015bS_s$$

$$A_v(\text{mín}) = 0.05 \text{ in}^2 < 0.10 \text{ in}^2 \quad \text{Ok}$$

$$A_v(\text{mín}) = 0.30 \text{ cm}^2 < 0.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Separación máxima

$$4(f'_{dc})^{1/2} = 230.82 \text{ psi} \quad \begin{array}{l} S_{\text{max}} = d/2 \\ S_{\text{max}} = 24 \text{ in} \end{array}$$

$$S_{\text{max}} = 6.3 \text{ in} < 6.0 \text{ in} \quad \text{Ok} \quad S_{\text{max}} = 6.3 \text{ in} < 4.0 \text{ in} \quad \text{Ok}$$

Paso 19. Con T/T_N y X_m/X_E del paso 12, de la Figura (I-4) se obtiene la resistencia en la viga para el rebote.

Se requiere

$$T/T_N = 18.99$$

$$X_m/X_E = 2$$

$$\frac{r^-}{r_u} = 0.31$$

$$r^- = 162.92 \text{ lbs/in}$$

$$r^- = 29.09 \text{ kg/cm}$$

Paso 20. Repita los pasos 3 a 6 para satisfacer la resistencia requerida de rebote.

Suponiendo 2 barras del # 7

$$A_s^- = 1.20 \text{ in}^2 = 7.76 \text{ cm}^2$$

En el soporte

$$\rho_N^- = 0.0121$$

$$M_N^- = 1,055,714 \text{ lbs-in}$$

$$M_N^- = 1,216,314 \text{ kg-cm}$$

$$r^- = 356.1 \text{ lbs/in} > 162.9 \text{ lbs/in}$$

$$r^- = 63.60 \text{ kg/cm} > 29.09 \text{ kg/cm}$$

$$\rho_N^- = 0.012$$

$$M_p^- = 1,055,714 \text{ lbs-in}$$

$$M_p^- = 1,216,314 \text{ kg-cm}$$

Ok, resiste la onda de rebote

En viga WD4-1, se observa que el acero longitudinal es excedido al permisible, indicando un sobre reforzamiento y evitando la falla a flexión (Tabla 3-4), sin embargo, debido a la presión ejercida, la rotación calculada está al límite de la permisible, en la cual hay que poner a tensión, debido a incertidumbres de construcción y materiales, siendo propensa a fallar por flexión, ver Tabla 3-5.

Para la revisión del esfuerzo a tensión diagonal (v_u), se encontró que este no excedía al máximo permisible, a pesar de que el *UFC (2008)* recomienda que la resistencia a compresión del concreto no será menor a 210.92 kgf/cm^2 y que al menos tenga 281.23 kgf/cm^2 o más para el diseño de estructuras sujetas a explosiones, independientemente de la magnitud de la carga de explosión y criterios de deflexión. En el diseño de refuerzo cortante, los estribos del #2 y su separación no cumplieron con lo establecido en el manual de la *UFC (2008)*, donde el área necesaria para resistir el esfuerzo cortante no era suficiente para resistir dichas fuerzas, esto ocurrió en los dos extremos de la viga, ver Tabla 3-6.

Por último, se realizó una revisión por rebote de onda, no obstante a pesar de que los experimentos hechos por Seabolt no se realizaron las simulaciones del rebote, el manual de la *UFC (2008)* propone una revisión en elementos internos. Al realizar el cálculo, se encontró que la viga es capaz de resistir la onda de rebote, sin embargo, hay que tomar en cuenta que la viga ya habría fallado por cortante. Para solucionar este problema se recomienda proponer estribos de mayor diámetro, reducir la separación de estribos, incrementar la sección transversal de la viga o incrementar la resistencia del concreto, ver Tabla 3-7; se encontró que para evitar la falla a cortante, se debe usar estribos del #3 y separación de estribos a cada 10 cm en cada extremo de la viga.

Estas mismas revisiones se realizaron para las vigas de la Tabla 3-2. Los resultados de los cálculos se resumen en las Tablas 3-4 a la 3-7. Se observa que la cantidad de acero longitudinal excede al requerido en todos los casos, esperando que las vigas no fallaran a flexión, sin embargo, debido a que sobrepasan la deflexión permisible, estas fallan por flexión, como lo establece Seabold.

En todos los casos el área de acero y separación de estribos no son suficientes para resistir el esfuerzo a cortante en los dos extremos de la viga, esperando a que fallen a cortante a un cierto nivel de carga; para evitar la falla a cortante, igualmente es necesario armar con estribos del número #3 y separación a cada 10 cm en cada extremo de la viga.

A pesar de lo reportado por Seabold, donde todas las vigas fallan a flexión, la revisión mediante el manual de la *UFC (2008)*, indicó que también las vigas WD7-1 y WD9-1 no fallan a flexión si no a cortante, debido a que el área necesaria para resistir el esfuerzo a cortante no es suficiente, como en el caso de la viga WD4-1, también hay que tomar en cuenta que la rotación calculada está al límite de la permisible y que es propensa a fallar por flexión.

Tabla 3-4. Cálculo de elementos mecánicos, resistencia última y periodo natural.

No. Viga	ρ_N	ρ_{\max}	Obs.	ρ_{\min}	Obs.	Momento último (kg-cm)		Resis última (kg/cm)	Periodo Nat. (mseg)
						M_N	M_p		
WD4-1	0.0202	0.0135	Excede ρ_{\max}	0.0180	Ok, $> \rho_{\min}$	1795014.398	1795014.398	93.853	25.8
WD4-2	0.0202	0.0135	Excede ρ_{\max}	0.0029	Ok, $> \rho_{\min}$	1795014.398	1795014.398	93.853	26.4
WD5	0.0202	0.0123	Excede ρ_{\max}	0.0029	Ok, $> \rho_{\min}$	1719655.091	1719655.091	89.913	26.4
WD6	0.0202	0.0143	Excede ρ_{\max}	0.0031	Ok, $> \rho_{\min}$	1683817.15	1683817.15	88.039	26.1
WD7-1	0.0202	0.0126	Excede ρ_{\max}	0.0028	Ok, $> \rho_{\min}$	1809198.301	1809198.301	94.595	26
WD7-2	0.0202	0.0126	Excede ρ_{\max}	0.0028	Ok, $> \rho_{\min}$	1809198.301	1809198.301	94.595	26.0
WD8-1	0.0202	0.0125	Excede ρ_{\max}	0.0031	Ok, $> \rho_{\min}$	1554416.498	1554416.498	81.274	27.1
WD8-2	0.0202	0.0125	Excede ρ_{\max}	0.0031	Ok, $> \rho_{\min}$	1554416.498	1554416.498	81.274	27.1
WD9-1	0.0202	0.0111	Excede ρ_{\max}	0.0028	Ok, $> \rho_{\min}$	1674168.552	1674168.552	87.535	26.9
WD9-2	0.0202	0.0111	Excede ρ_{\max}	0.0028	Ok, $> \rho_{\min}$	1674168.552	1674168.552	87.535	26.9

Tabla 3-5. Resumen del cálculo de la rotaciones, cortantes y tensión diagonal.

No. Viga	Tiempo (mseg)	Presión (kgf/cm ²)	Ductilidad μ	Rotación	Rotación Máx	Obs.	V último	Cap. V	Obs.	Tension diagonal	Cap V, sin refuerzo
							Vs (kg)	Vd (kg)		vu (kg)	vc (kg)
WD4-1	490	3.54	2	0.95°	1.00°	Ok, $< 1^\circ$	18355.71	29407.00	Ok	155.919	72.660
WD4-2	350	4.77	7.5	3.73°	1.00°	Excede	18355.71	29407.00	Ok	155.919	72.660
WD5	490	5.16	35	16.25°	1.00°	Excede	17585.09	26051.24	Ok	149.373	69.736
WD6	460	5.31	60	25.67°	1.00°	Excede	17218.61	27729.12	Ok	146.260	71.220
WD7-1	720	3.30	1.6	0.78°	1.00°	Ok, $< 1^\circ$	18500.75	28347.28	Ok	157.151	71.755
WD7-2	500	5.26	30	14.33°	1.00°	Excede	18500.75	28347.28	Ok	157.151	71.755
WD8-1	139	5.01	17	7.67°	1.00°	Excede	15895.37	22872.11	Ok	135.020	66.787
WD8-2	140	4.55	8	3.63°	1.00°	Excede	15895.37	22872.11	Ok	135.020	66.787
WD9-1	47	3.01	1.4	0.67°	1.00°	Ok, $< 1^\circ$	17119.95	23755.20	Ok	145.422	67.626
WD9-2	47	5.03	3.5	1.69°	1.00°	Excede	17119.95	23755.20	Ok	145.422	67.626

Tabla 3-6. Resumen del cálculo de áreas de acero a cortante.

No. Viga	(vu-vc)	Ss izq (cm)	Av izq (cm ²)	No. Estribo	Av izq Estrib	Obs.	Ss der (cm)	Av der (cm ²)	No. Estribo	Av der Estrib	Obs.
WD4-1	83.259	15.0	1.935	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	0.97	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD4-2	83.259	15.0	1.935	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	0.97	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD5	79.637	15.0	2.000	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	1.35	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD6	75.040	15.0	1.935	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	1.23	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD7-1	85.395	15.0	1.613	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	1.1	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD7-2	85.395	15.0	1.613	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	1.1	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD8-1	68.233	15.0	1.419	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	0.9	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD8-2	68.233	15.0	1.419	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	0.9	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD9-1	77.796	15.0	1.548	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	1.03	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm
WD9-2	77.796	15.0	1.548	2	0.65	No pasa con Ss = 15 cm	10.0	1.03	2	0.65	No pasa con Ss = 10 cm

Tabla 3-7. Resumen del cálculo de área mínima a cortante y resistencia requerida en las vigas para el rebote de onda.

No. Viga	As min L Izq	Obs.	As min L Der	Obs.	Ss max (cm)	Obs. Izq	Obs. Der	Resis rebote (kg/cm)	Resis requerida	Obs.
WD4-1	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	63.596	29.095	Resiste
WD4-2	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	64.827	18.771	Resiste
WD5	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	60.742	22.478	Resiste
WD6	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	60.971	24.211	Resiste
WD7-1	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	61.663	36.892	Resiste
WD7-2	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	61.663	19.865	Resiste
WD8-1	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	61.019	41.450	Resiste
WD8-2	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	61.019	27.633	Resiste
WD9-1	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	58.787	52.521	Resiste
WD9-2	0.450	Ok	0.30	Ok	16.11	Ok	Ok	58.787	48.144	Resiste

CAPÍTULO

4

SIMULACIÓN DE VIGAS SUJETAS A EXPLOSIONES

4.1 Materiales

En este capítulo se presenta la simulación de vigas sujetas a explosiones, para el cual se requiere de un análisis con elemento finito. Como paso inicial, es necesario de un mallado, el cual consiste en dividir el elemento viga en elementos más pequeños, así como la carga a la cual es sometida, para que mediante puntos de integración de esta división se calculen esfuerzos, deformaciones y agrietamientos, *Bathe (1996)*, utilizando el programa ANSYS 12.0.1 y DIANA 9.4

4.1.1 Concreto

Para la representación del concreto se utilizó el elemento SOLID65 en ANSYS 12.0.1, el cual permite modelar sólidos en 3D, representar agrietamientos en tensión y compresión. El elemento SOLID65 se define como un elemento de ocho nodos con tres grados de libertad en cada nodo, con propiedades isotrópicas y tiene la capacidad de incursionar en el intervalo no lineal. El elemento SOLID65 es compatible con refuerzo, ya que permite colocar barras de acero sobre el elemento. La geometría, la localización de los nodos y las coordenadas del elemento SOLID65 se muestran en la Figura 4-1, *ANSYS (2009)*.

Para el comportamiento de elementos de concreto se utilizó el criterio de falla con diferentes umbrales tensión y compresión, Figura 4-2a, y un modelo de daño para describir el comportamiento inelástico del material, el cual presenta ablandamiento por deformación, Figura 4-2b.

En la curva esfuerzo deformación el concreto es linealmente elástico hasta un 30% de la resistencia elástica. Por encima de este punto, el esfuerzo incrementa gradualmente hasta que la resistencia a compresión máxima es alcanzada. Después de llegar a la resistencia máxima de compresión, σ_{cu} , la curva desciende a una región de ablandamiento y eventualmente ocurre la falla por aplastamiento se produce y se llega a su deformación última, ϵ_{cu} . En tensión, la curva de esfuerzo deformación es aproximadamente lineal-

elástico hasta que llega a su resistencia máxima en tensión. Después de este punto, el agrietamiento del concreto y su resistencia disminuyen gradualmente hasta llegar a cero.

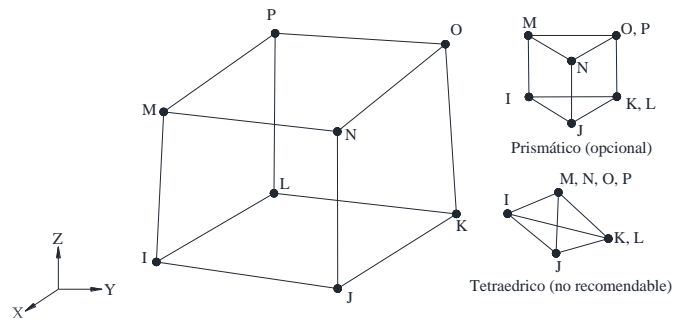


Figura 4-1. Geometría del SOLID65, ANSYS (2009).

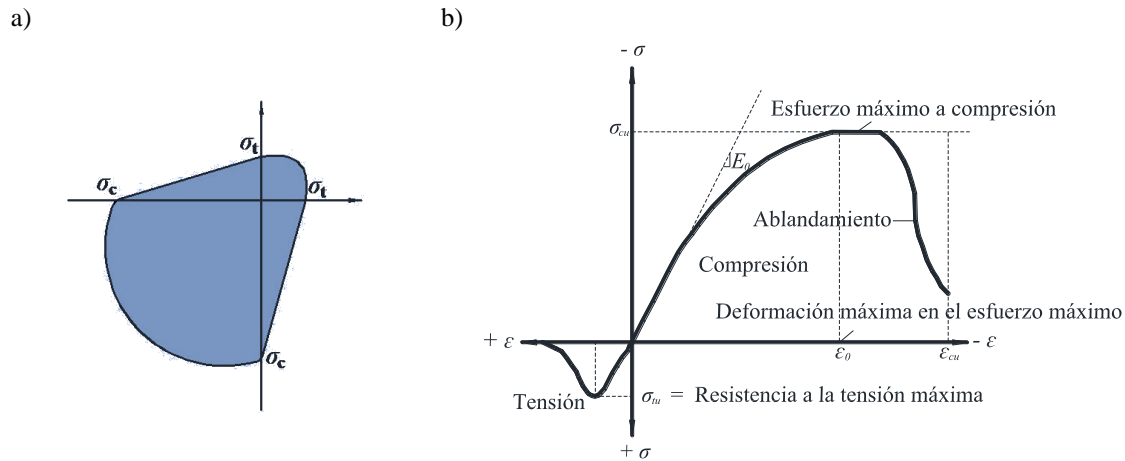


Figura 4-2. a) Superficie de fluencia, Notas Juárez (2009) y b) modelo constitutivo con ablandamiento para el concreto, Bangash (1989).

4.1.2 Acero

Para modelar el acero se utilizó el elemento LINK8, el cual puede utilizarse para modelar armaduras, cables, etc. En el modelado 3-D, el elemento LINK8 representa una barra uniaxial tensión-compresión con tres grados de libertad en cada nodo y trabaja con plasticidad, flujo plástico, rigidez, expansión, esfuerzos rigidizantes y deformaciones grandes. La geometría, localización de los nodos y coordenadas del sistema se muestra en la Figura 4-3, el elemento se define por dos nodos, una sección transversal, una deformación inicial y las propiedades de los materiales, ANSYS (2009).

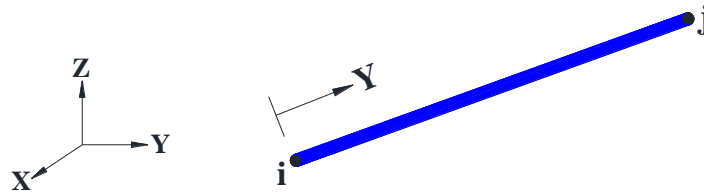


Figura 4-3. Geometría del LINK8, ANSYS (2009)

Para el comportamiento de elementos de acero se utilizó el criterio de falla de Von-Mises, mostrado en la Figura 4-4a, el cual tiene iguales umbrales en tensión y compresión; se utilizó un modelo de plasticidad bilineal para describir el comportamiento inelástico del material, Figura 4-4b.

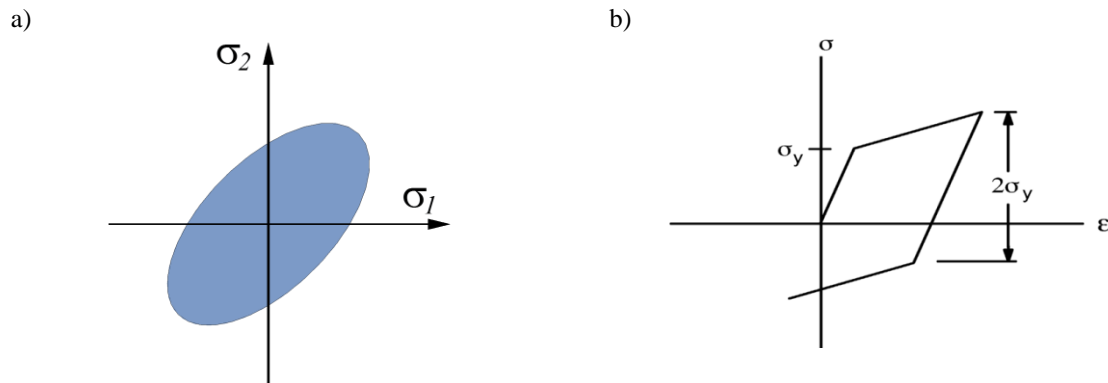


Figura 4-4. a) Superficie de fluencia de Von-Mises y b) modelo constitutivo bilineal para el acero, Notas Juárez (2009).

4.2 Modelado numérico

El modelado numérico se realizó con los programas de elementos finitos ANSYS 12.0.1 y DIANA 9.4, desarrollando modelos 3D que representen las condiciones de frontera correspondientes a las pruebas hechas por Seabold. La respuesta dinámica de las vigas sujetas a cargas explosiones, se estudió numéricamente para investigar los efectos sobre estos elementos. Se consideró las características del concreto y acero reportados por Seabold (1967) en la Tabla 3-1, parámetros necesarios para el modelado numérico correspondiente a dimensiones, resistencia del material tanto a tensión como a compresión, configuración y diámetros del armado del acero de refuerzo en los extremos de las vigas. Las magnitud de carga se tomó de la Tabla 3-2, la cual muestra la magnitud máxima y duración a la que fue probada cada una de las vigas. Se utilizó un módulo de Poisson de 0.2 y 0.3 para el concreto y el acero respectivamente.

4.2.1 Geometría

Para facilitar el modelado, sólo se considera la mitad de la sección transversal en su lado corto (sección A-A') de la viga ensayada por Seabolt en sus experimentos, Figura 4-6. En la sección modela, se restringen los nodos en la dirección Z del plano XY, representativas a las condiciones de frontera, Figura 4-6a. Similar a las condiciones de apoyos que reporta Seabolt (viga simplemente apoyada), la viga se restringe en la dirección X y Y del extremo izquierdo y sólo en la dirección Y del extremo derecho, Figura 4-6b.

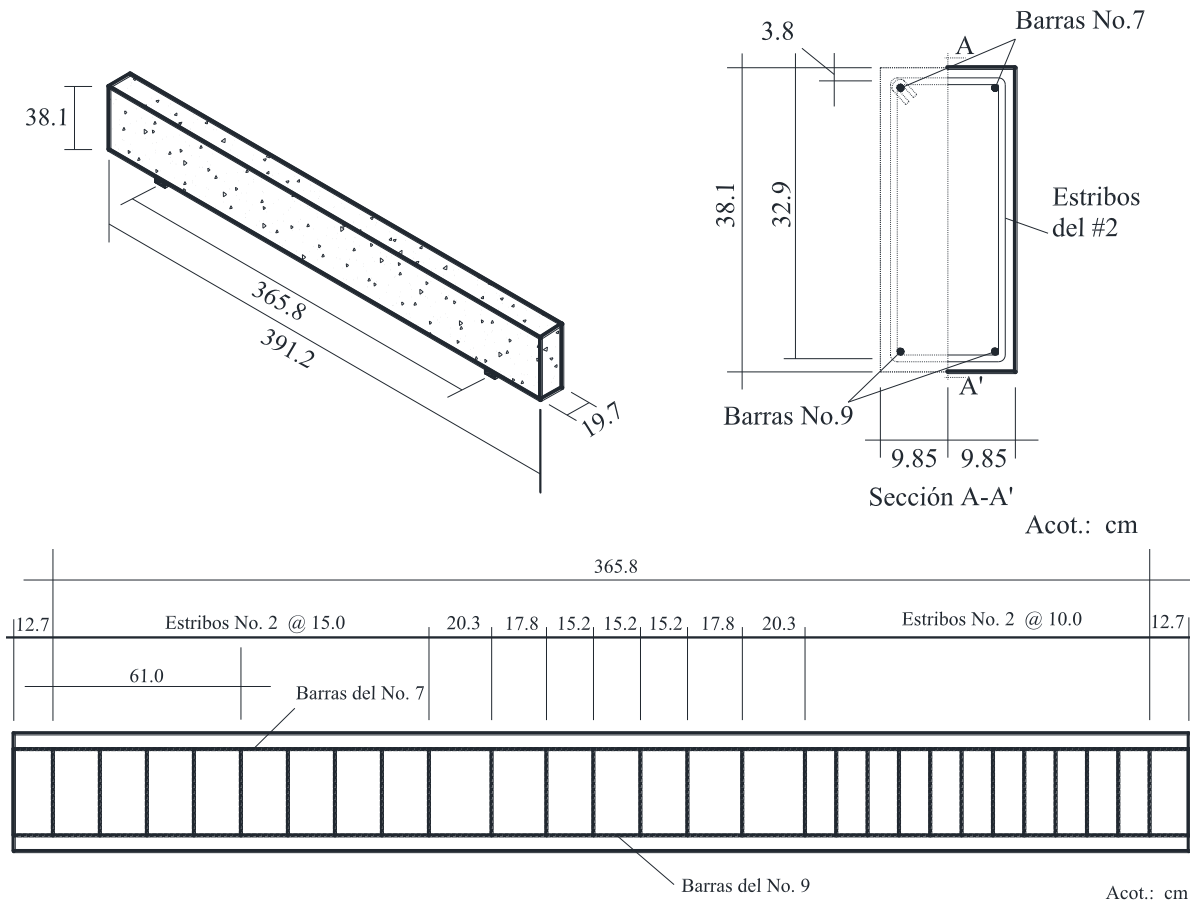


Figura 4-5. Sección ensayada por Seabolt

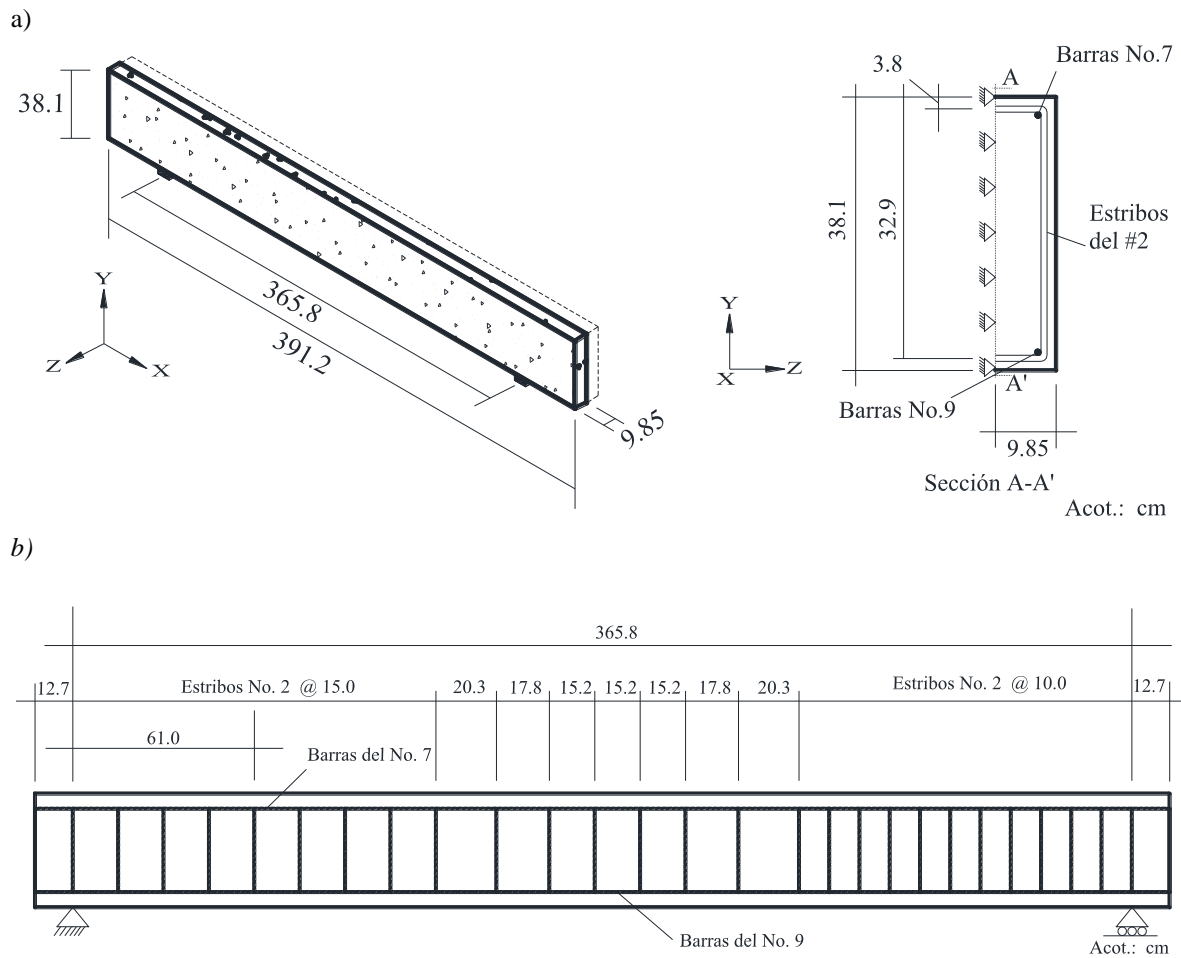
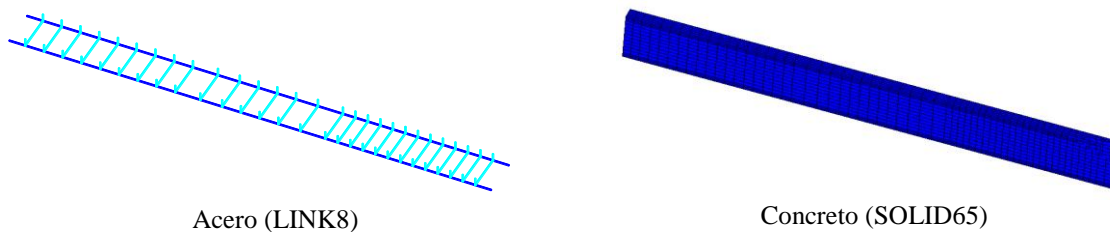


Figura 4-6. Sección transversal de viga modelada.

Primero se realizó la malla del acero longitudinal, seguida por la malla del acero a cortante y, por último, la malla del concreto, Figura 4-7. Para asegurar una convergencia entre nodos y del análisis, los nodos de los elementos barra coinciden con los nodos de los elementos sólidos, se consideró que existe acoplamiento perfecto entre el acero y el concreto, Figura 4-8.



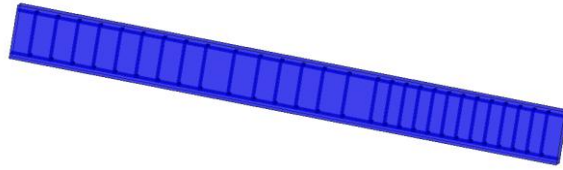


Figura 4-7. Ensamble de acero y concreto usando elementos SOLID65 y LINK8.

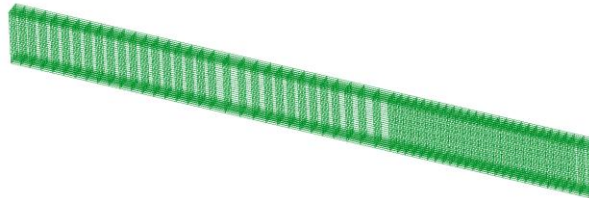


Figura 4-8. Configuración del mallado de viga.

Se asignaron propiedades de materiales de acuerdo a la Tabla 3-1. Sin embargo, debido a que no se reporta el peso volumétrico del concreto en los experimentos se utilizó el recomendado por el *UFC (2008)* de 150 lb/ft^3 (2403 kg/m^3), parámetro que se ajusta al peso volumétrico promedio del concreto; el módulo de elasticidad del concreto se obtuvo conforme a la fórmula del *UFC (2008)*, ver sección apéndice I en la sección 1.1.3. En la Figura 3-1 la viga es simplemente apoyada, se restringió en la dirección vertical en los extremos y en la dirección perpendicular al eje de simetría, congruente a los experimentos realizados por Seabolt, Figura 4-9.

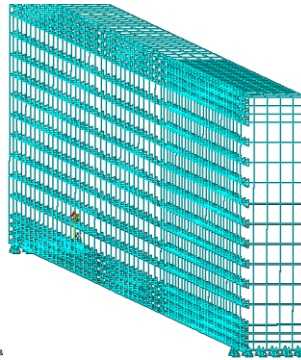
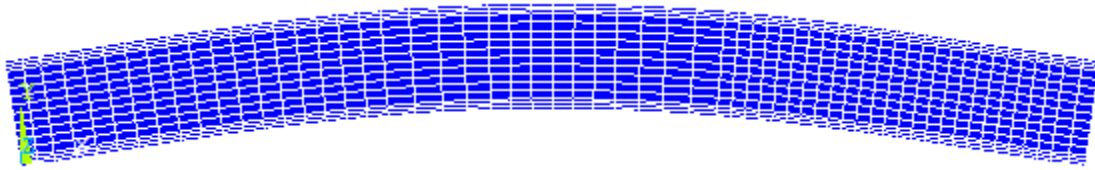


Figura 4-9. Restricciones de viga en ANSYS 12.0.1

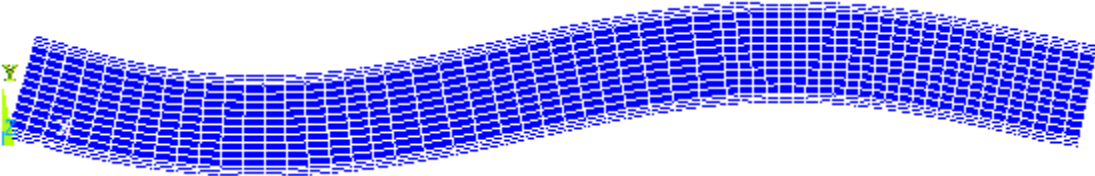
4.2.2 Análisis modal

Se realizó el análisis modal para obtener los primeros cinco modos fundamentales de la viga, los cuales se muestran en la Figura 4-10.

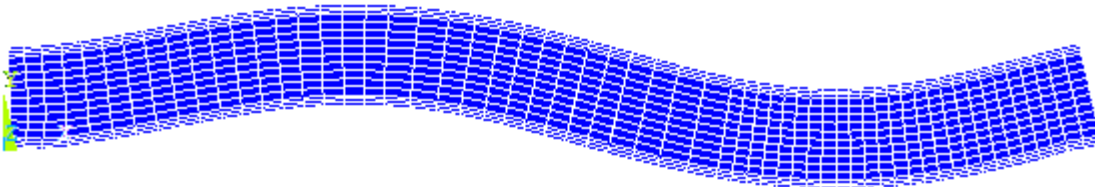
Modo 1



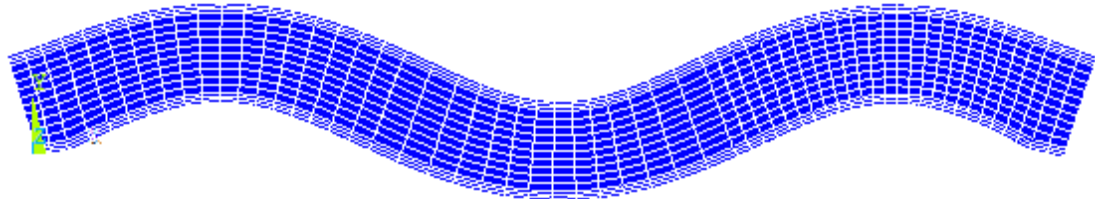
Modo 2



Modo 3



Modo 4



Modo 5

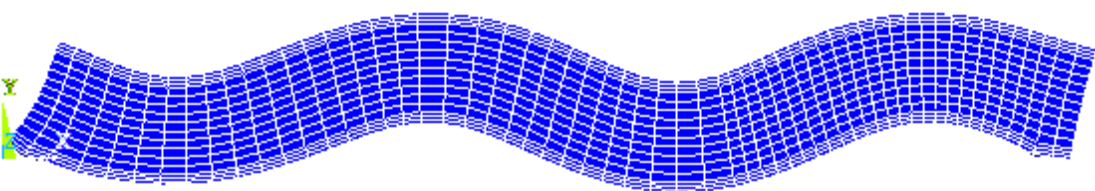


Figura 4-10. Modos fundamentales de vibrar (ANSYS 12.0.1)

Se encontró que el periodo fundamental calculado con elementos sólidos en 3D y barras, no coincidía con lo expresado por *Seabold (1967)*, por lo que se realizó un modelado en Sap2000 con elementos finitos 2D, considerando modulo elástico equivalente y en DIANA 9.4, los periodos y frecuencias calculados se muestran en la Tabla 4-1, observándose nuevamente que estos no coincidía con los reportados por *Seabold (1967)*; sin embargo, se observó que los resultados obtenidos en Sap2000 y DIANA 9.4 son parecidos a los resultados de ANSYS 12.0.1. Las diferencias entre estos periodos se deben a que ANSYS 12.0.1 utiliza elementos sólidos en 3D para el concreto y las barras para el acero de refuerzo, mientras que en Sap2000 se realizó un modelo equivalente en 2D. De lo anterior

se considera que esta diferencia se debe a la incertidumbre que existe en las propiedades de los materiales y de la geometría de los especímenes.

Tabla 4-1. Periodos de viga calculada.

Modo	Sap2000		ANSYS 12.0.1		DIANA 9.4	
	<i>T</i> (seg)	Tiempo/Frecuencia (cir/seg)	<i>T</i> (seg)	Tiempo/Frecuencia (cir/seg)	<i>T</i> (seg)	Tiempo/Frecuencia (cir/seg)
1	0.024824	40.284	0.02124	47.074	0.02198	45.500
2	0.008075	123.83	0.00705	141.820	0.00719	139.000
3	0.005599	178.59	0.00509	196.470	0.00505	198.000
4	0.003237	308.94	0.00290	344.300	0.00280	357.000
5	0.002163	462.24	0.00197	507.200	0.00193	518.000

4.2.3 Condiciones de carga

El análisis dinámico con cargas explosivas se realizó mediante un análisis transitorio, en este tipo de análisis las fuerzas varían con respecto del tiempo, el análisis se llevó a cabo en etapas, utilizando la técnica de Newton-Raphson, de manera que mediante iteraciones encuentre el equilibrio con un límite de tolerancia dado, Figura 4-11. Antes de cada solución, la aproximación mediante Newton-Raphson evalúa el vector de carga fuera de equilibrio, el cual es la diferencia entre la fuerza restauradora (cargas correspondientes a los esfuerzos del elemento) y las cargas aplicadas. Posteriormente el programa lleva a cabo una solución lineal, utilizando fuerzas fuera de balance, y los verifica para la convergencia, si los criterios de convergencia no satisfacen, el vector de fuerza fuera de balance se vuelve a evaluar, la matriz de rigidez se actualiza y la nueva solución es obtenida. Este proceso es iterativo y continúa hasta que converge el problema, *Ansys* (2009).

En el análisis, para los elementos de concreto armado, el criterio de convergencia se basa en la fuerza y el desplazamiento, y los límites de tolerancia de convergencia fueron seleccionados inicialmente por el programa ANSYS 12.0.1. Se encontró que la convergencia de las soluciones de los modelos era difícil de conseguir debido al comportamiento no lineal del concreto armado. Por lo tanto, los límites de tolerancia de convergencia se redujeron a un paso de carga de 1/1000 con el fin de obtener la convergencia de las soluciones y un máximo de 300 iteraciones con el método de Newton-Raphson.

Se utilizaron los valores de la carga distribuida W_o y el tiempo que duró su acción sobre la viga, este patrón de carga se muestra en la Figura 4-12, en el que la magnitud de presión máxima se presenta en $t_0 = 0$ y la mínima en t_m , el cual se idealiza como una línea descendente.

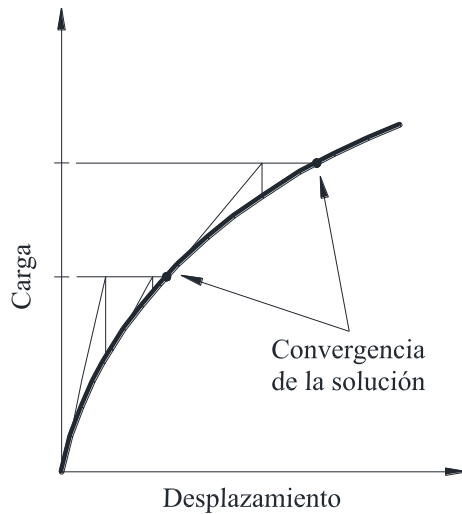


Figura 4-11. Solución iterativa para la convergencia de Newton-Raphson, Ansys (2009).

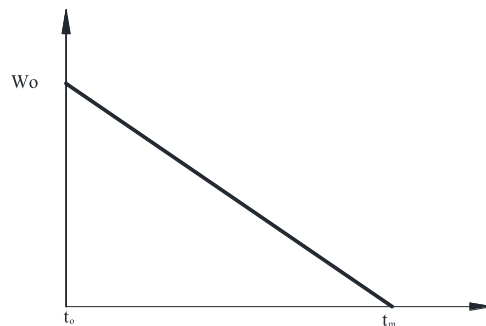


Figura 4-12. Patrón de carga sobre las vigas.

4.3 Resultados

4.3.1 Análisis estáticos no lineales

Los análisis estáticos se realizaron con el programa DIANA 9.4, se utilizaron elementos cuadriláteros de ocho nodos en estados de esfuerzo planos para el concreto y para el acero se modelaron mediante elementos barra tanto para acero longitudinal como para estribos, y se consideró adherencia perfecta entre el concreto y el acero.

Las vigas WD1 a la WD3 fueron probadas con una carga estática de 110.72 kgf/cm (620 lbf/in) hasta que llegaron a la falla. El desplazamiento promedio experimental de 2.34 cm (0.92 in) es congruente con los desplazamientos obtenidos del modelado en DIANA 9.4, los resultados se muestra en la Tabla 4-2 y se grafican en la Figura 4-13.

Tabla 4-2. Desplazamientos calculados.

Viga	Desplazamiento (cm)
WD1	2.75
WD2	2.73
WD3	2.72

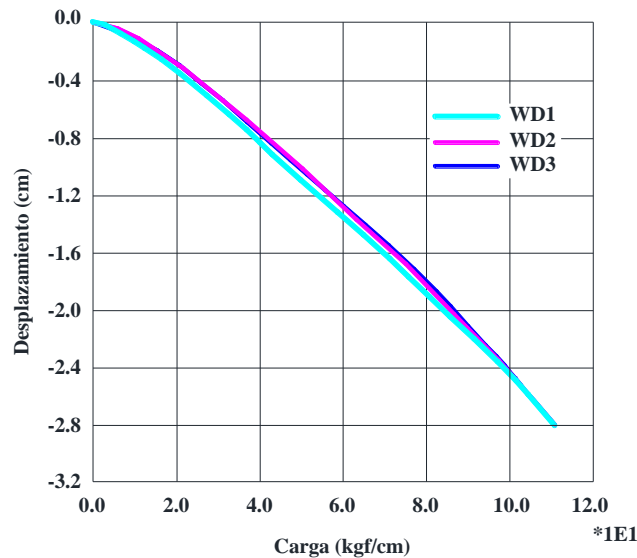


Figura 4-13. Grafica carga-desplazamiento calculados en DIANA 9.4

4.3.2 Análisis dinámicos no lineales

En las Figuras 4-12 a la 4-21 se muestran los desplazamientos al centro del claro de las vigas, donde se comparan los obtenidos con los análisis numéricos en ANSYS 12.0.1 y los obtenidos experimentalmente por *Seabold (1967)*. El mayor de los desplazamientos se presenta en la viga WD6; a pesar de que la viga WD7-2 tiene la misma magnitud de carga, el tiempo de aplicación es diferente y presenta un menor desplazamiento, esto se debe a que la resistencia del concreto y acero es mayor. Las vigas WD4-2, WD8-1, WD8-2 y WD9-2 tienen un desplazamiento parecido, proporcionales a su resistencias de compresión y tensión del concreto y acero, sin embargo, el tiempo de aplicación de carga es muy diferente entre ellas, esto sugiere que para vigas sujetas a explosiones, el mayor nivel de daño y desplazamiento aparece en los primeros pasos de carga y que FID depende del nivel de deformación del elemento, como lo sugiere *Malvar y Crawford (1998)*, y también recomendado en el manual de la *UFC (2008)*. Se llegó a la misma conclusión para las vigas WD4-1, WD7-1 y WD9-1, las cuales tienen desplazamientos parecidos entre ellas, pues la duración de las cargas es similar.

A pesar de que los análisis convergieron hasta un tiempo menor al de carga, se aprecian resultados consistentes a los experimentales, la no convergencia se debió a que se

produjeron agrietamientos y aplastamientos en toda la viga, particularmente en la parte posterior, donde ocurren grandes aplastamientos, lo que produce una inestabilidad numérica.

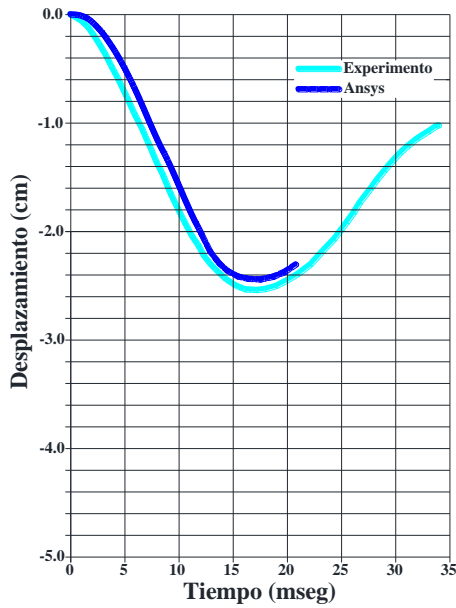


Figura 4-14. Desplazamiento de la viga WD4-1.

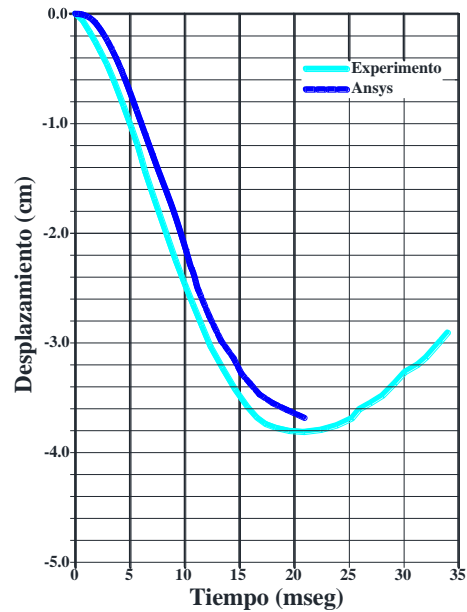


Figura 4-15. Desplazamiento de la viga WD4-2.

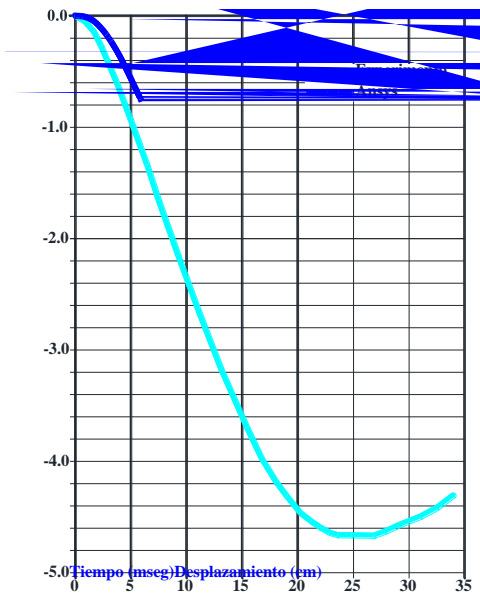


Figura 4-16. Desplazamiento de la viga WD5.

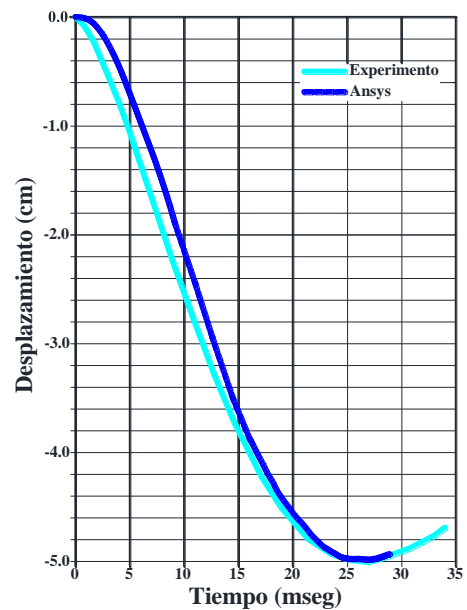
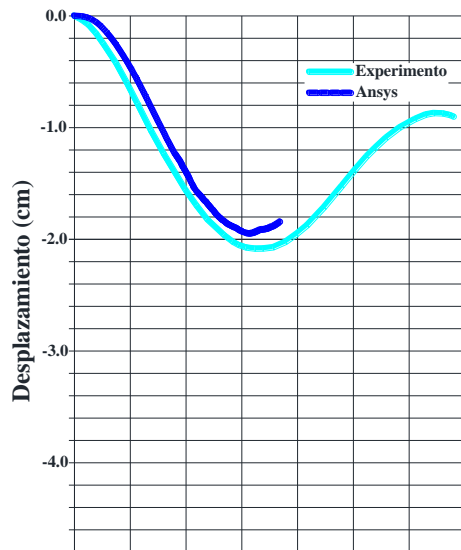
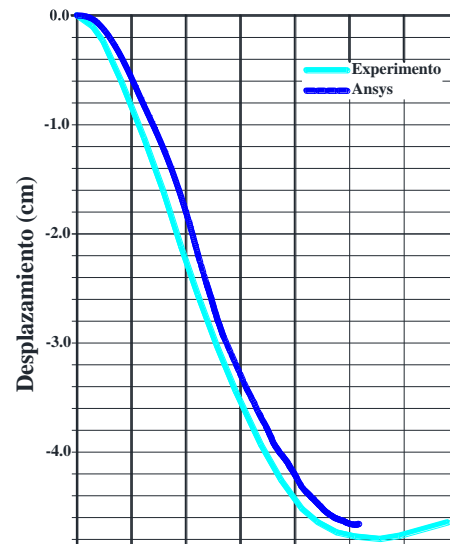
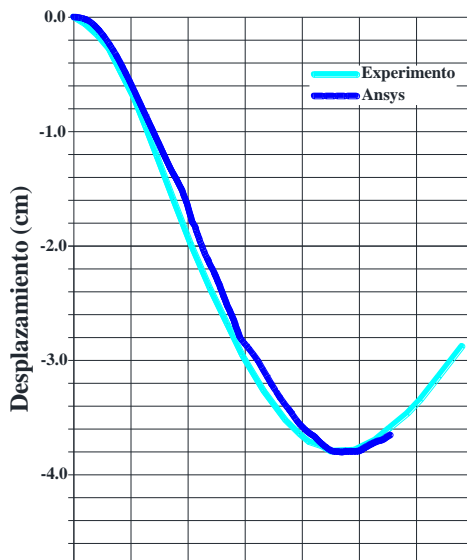
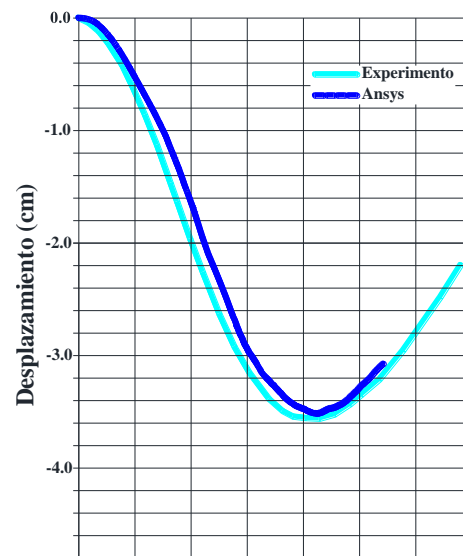


Figura 4-17. Desplazamiento de la viga WD6.

*Figura 4-18. Desplazamiento de la viga WD7-1.**Figura 4-19. Desplazamiento de la viga WD7-2.**Figura 4-20. Desplazamiento de la viga WD8-1.**Figura 4-21. Desplazamiento de la viga WD8-2.*

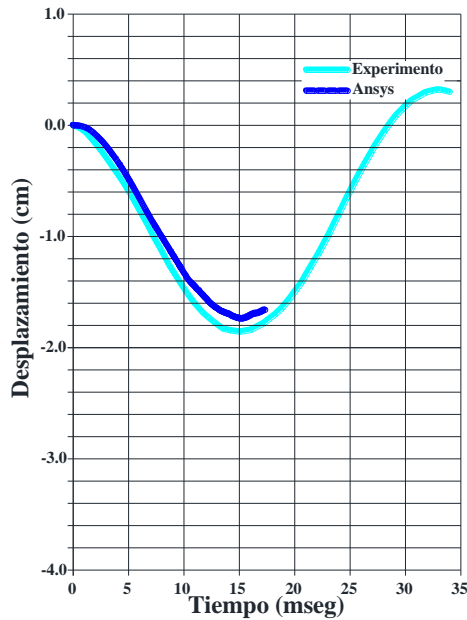


Figura 4-22. Desplazamiento de la viga WD9-1.

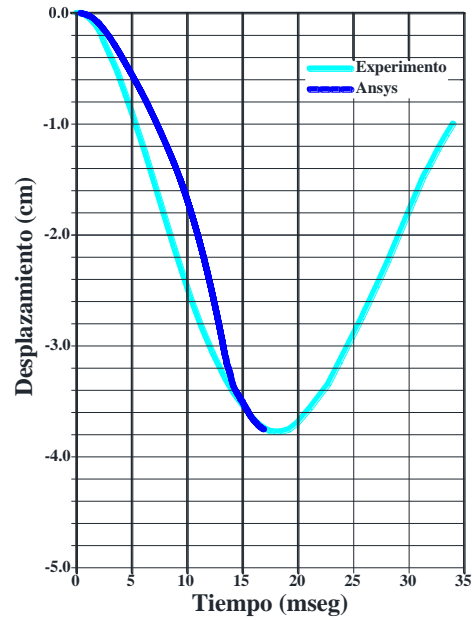


Figura 4-23. Desplazamiento de la viga WD9-2.

4.4 Agrietamientos

En general las trayectorias de agrietamiento coinciden con los resultados experimentales reportados por *Seabold*, (1967). Los agrietamientos inician en la parte derecho de la viga, donde los estribos tienen una separación menor y, posteriormente, en el apoyo izquierdo, el agrietamiento se propaga de abajo hacia arriba formando trayectorias en diagonal, ver anexo A, se observa que el agrietamiento es independiente del número de estribos y del espaciamiento. En todas las vigas, la deformación fue mayor en el extremo derecho, indicando que existe mayor concentración de esfuerzos donde existen mayor número de estribos. Es de interés mencionar que en las figuras, las líneas de color rojo indican que existe agrietamiento, sin embargo, no indican la intensidad o tamaño que pudiese tener.

El nivel de agrietamiento se produce con mayor rapidez en las vigas WD5, WD6 y WD7-2, debido a que la magnitud de carga es mayor, sin embargo, en la viga WD8-1 el inicio del agrietamiento comienza casi al mismo tiempo que al de las otras vigas, a excepción de la viga WD9-1, en la cual el tiempo de aplicación de carga es menor. En la viga WD9-1, el nivel de carga y tiempo es mucho menor al de las otras, por lo que el agrietamiento inicial fue en menor grado, de lo cual se concluye que el nivel de agrietamiento depende de la magnitud de la carga y de la duración de la misma; esto se aprecia a mayor detalle en las figuras del anexo A.

CAPÍTULO

5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones y recomendaciones

Con base en la revisión del *UFC (2008)*, es importante considerar las rotaciones, pues al calcular elementos sometidos a cargas explosivas, éstos alcanzan grandes rotaciones, en ocasiones cercanas a las permisibles, por lo que son susceptibles a fallar por flexión a pesar que el acero longitudinal exceda al permisible. Por lo que, con base en lo reportado por *Seabold (1967)* donde todas las vigas fallan a flexión, se puede pensar que para evitar la falla a flexión es necesario incrementar el acero, lo que ocasionaría que el elemento no trabajara adecuadamente, ya que debe haber un balance de rigidez entre el acero longitudinal y el transversal y asegurar la falla a compresión. Por lo que es importante proporcionar una serie de normas y reglamentos acorde a las características de los materiales y procesos constructivos de cada país.

En las modelaciones realizadas en ANSYS 12.0.1 el inicio del agrietamiento se presentó en el extremo derecho de la viga, propagándose hacia el centro del claro, congruente con lo reportado experimentalmente por *Seabold (1967)*. Se observó que, debido a que contiene mayor refuerzo a cortante en el extremo derecho, existe una mayor concentración de esfuerzos.

Se observó que el mayor nivel de daño y desplazamiento se presentó en los primeros pasos de carga, con lo que se ratificó que el FID depende del nivel de deformación del elemento, como lo sugiere *Malvar y Crawford (1998)* y el manual de la *UFC (2008)*.

Cuando inicia el agrietamiento, se aprecia un incremento de la magnitud y velocidad de deformación en los estribos vecinos al agrietamiento. Además se observó que el agrietamiento inició en los extremos y se propagó hacia el centro de la viga, por lo que es evidente que la distribución de estribos es muy parecida a la distribución propuesta a acciones de carga estática.

Se observó que en la mayoría de las pruebas existen grandes deflexiones, por lo que para fines de diseño es recomendable realizar primeramente una revisión por flexión y, posteriormente la revisión a cortante.

Al colocar cargas dinámicas rápidas de gran magnitud, se observó que éstas desarrollan grandes deformaciones en el elemento, por lo que se comprueba nuevamente que los materiales poseen deformaciones diferentes a lo usual con cargas cuasi-estáticas.

Finalmente, se validó y dio a conocer los avances, propuestas y bases de diseño para elementos viga de concreto reforzado sujetas a explosiones, los cuales proporcionarán las bases para el inicio de normas para el diseño de vigas sujetas a explosiones en nuestro país.

Trabajos futuros

Realizar análisis de marcos completos en diferentes niveles, para estudiar el comportamiento mecánico de los materiales y el comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas.

Estudiar diferentes tipos de muros, losas y columnas con otro tipo configuraciones en materiales y formas sujetas a cargas dinámicas rápidas.

Realizar análisis considerando el efecto de la temperatura, pues en la mayoría de los casos, una explosión está acompañada de altas temperaturas ocasionadas por fuego. Es de interés estudiar el comportamiento de estos elementos acompañado a temperaturas elevadas a corta y larga duración.

Utilizar formulaciones avanzadas de elementos finitos que permitan estudiar la interacción entre el aire, modelando como un fluido incompresible, y el sólido.

APÉNDICE

I

DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO POR UFC-2008


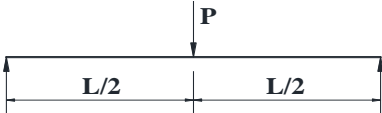

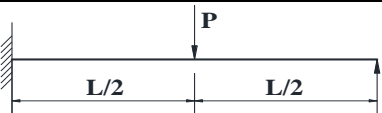

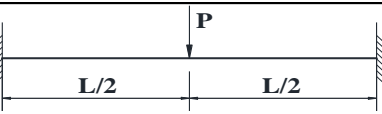

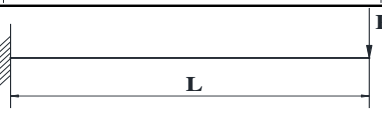
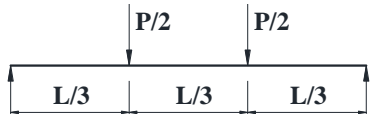
1.1.1 Diseño por flexión

La resistencia última de elementos en una dirección de concreto reforzado con una distribución elástica en su acero de refuerzo se basa en la capacidad de momento, que proporciona por primera vez a la fluencia en las secciones críticas. Elementos de concreto armado en una dirección con distribuciones no elásticas del acero de refuerzo y de elementos estructurales de acero, la máxima resistencia está en función de la capacidad de momento en la primera fluencia, además de la capacidad de momento añadido debido a la posterior fluencia en otras secciones críticas.

Los valores de la máxima resistencia de los elementos en una dirección se muestran en la Tabla I-1, donde M_N es la capacidad de momento último negativo en el apoyo; M_p es la capacidad de momento último positivo al centro del claro; L es la longitud; r_u es la resistencia última unitaria; y R_u es la resistencia última total.

Las deflexiones por falla parcial X_l y la última X_u están en función del ángulo de giro del elemento en sus apoyos y la geometría de los sectores formados por las líneas de posición de fluencia.


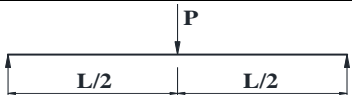
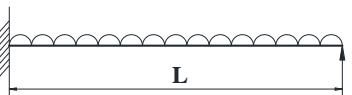



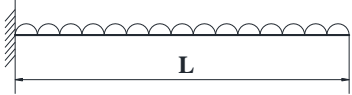

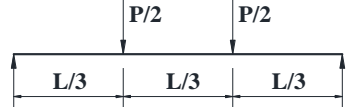
Tabla I-1. Resistencia última para elementos en una dirección, UFC 2008.

Condiciones de borde y diagrama de cargas	Resistencia última
	$r_u = \frac{8M_p}{L^2}$
	$R_u = \frac{4M_p}{L}$
	$r_u = \frac{4(M_N + 2M_p)}{L^2}$
	$R_u = \frac{2(M_N + 2M_p)}{L}$
	$r_u = \frac{8(M_N + M_p)}{L^2}$
	$R_u = \frac{4(M_N + M_p)}{L}$
	$r_u = \frac{2M_N}{L^2}$
	$R_u = \frac{M_N}{L}$
	$R_u = \frac{6M_p}{L}$

I.1.2 Revisión por deflexión

Una vez que se alcanza la resistencia última r_u , la rotación continúa y la deflexión aumenta hasta que la deflexión máxima X_m se alcanza o se produce una falla Θ_{max} . Las ecuaciones de la deflexiones máxima X_m en el rango $0 \leq X < X_u$ para varios elementos en una dirección y en función del ángulo de giro Θ y la deflexión última X_u se proporcionan en la Tabla I-2, los valores de X_u se basan en el desarrollo de una rotación máxima en el apoyo, Θ_{max} , antes de la falla.

Tabla I-2. Deflexión última para elementos que trabajan en una dirección, UFC 2008.

Condiciones de borde y diagrama de cargas	Deflexión máxima, X_m	Deflexión última, X_u
	$\frac{L}{2} \tan \theta$	$\frac{L}{2} \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$\frac{L}{2} \tan \theta$	$\frac{L}{2} \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$\frac{L}{2} \tan \theta$	$\frac{L}{2} \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$\frac{L}{2} \tan \theta$	$\frac{L}{2} \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$\frac{L}{2} \tan \theta$	$\frac{L}{2} \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$\frac{L}{2} \tan \theta$	$\frac{L}{2} \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$L \tan \theta$	$L \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$L \tan \theta$	$L \tan \theta_{m\acute{a}x}$
	$\frac{L}{3} \tan \theta$	$\frac{L}{3} \tan \theta_{m\acute{a}x}$


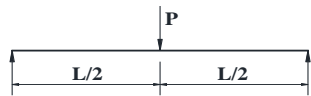

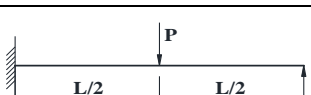
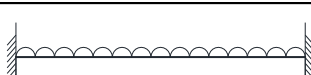
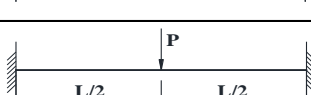
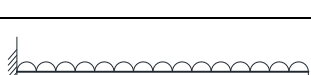
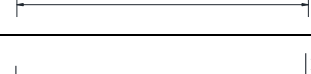
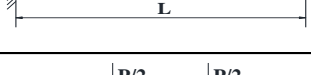
La pendiente elástica y elasto-plástica está en función de la resistencia definida por la rigidez K del elemento:

$$K = r/X \quad (I-1)$$

dónde r es la resistencia y X es la deflexión correspondiente al valor de r . La rigidez del rango elástico se denota como K_e , el rango elasto-plástico como K_{ep} , y en el rango plástico la rigidez es cero. Las rigideces elásticas y elasto-plásticas de los elementos que trabajan en

una dirección se presentan en la Tabla I-3, las cuales están en función del módulo de elasticidad E , el momento de inercia I , y la longitud del tramo.

Tabla I-3. Rigidez elástica, elasto-plástica y equivalente para elementos que trabajan en una dirección, UFC 2008.

Condiciones de frontera y diagrama de cargas	Rigidez estática, K_e	Rigidez elasto-plástica, K_{ep}	Rigidez elástica equivalente, K_E
	$\frac{384EI}{5L^4}$	-----	$\frac{384EI}{5L^4}$
	$\frac{48EI}{L^3}$	-----	$\frac{48EI}{L^3}$
	$\frac{185EI}{L^4}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	$\frac{160EI}{L^4}$ *
	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{106EI}{L^3}$ *
	$\frac{384EI}{L^4}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	$\frac{307EI}{L^4}$ *
	$\frac{192EI}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$ **	$\frac{192EI}{L^3}$ *
	$\frac{8EI}{L^4}$	-----	$\frac{8EI}{L^4}$
	$\frac{3EI}{L^3}$	-----	$\frac{3EI}{L^3}$
	$\frac{56.4EI}{L^3}$	-----	$\frac{56.4EI}{L^3}$

* Valido sólo si $M_N = M_P$

** Valido sólo si $M_N < M_P$

Cuando se diseña para las deflexiones limitadas, la deflexión máxima X_m del elemento se mantiene dentro de los elásticos, elasto-plástico, y se limita los rangos de diseño plástico y la curva deflexión-resistencia.

La rigidez elástica equivalente K_E y la deformación elástica máxima X_E se calcula de manera que el área bajo la curva de puntos es igual al área bajo esta, lo que produce la

$$K_E = r_u / X_E \quad (I-2)$$

El cortante último en el apoyo se puede suponer que se desarrolla cuando la resistencia alcanza el valor máximo, r_u .

1.1.3 Revisión por cortante

Las ecuaciones para el cortante último en el apoyo V_s para elementos que trabajan en una dirección se presentan en la Tabla I-4. Para aquellos casos en que un elemento no llega a su máxima resistencia, el cortante en el apoyo se obtiene con base en la teoría elástica para la resistencia real r alcanzado por el elemento.

1.1.4 Análisis dinámico

A pesar de que todas las estructuras generalmente tienen muchos grados de libertad, un modo general, predomina en la respuesta a las cargas de corta duración, por lo que para efectos prácticos, este modo se puede considerar para definir el comportamiento de la estructura.

Si la carga total real de la estructura es F y la carga equivalente es F_E , el factor de carga K_L se define por:

$$K_L = F_E / F \quad (I-3)$$



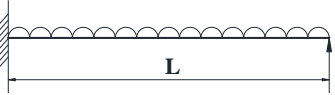

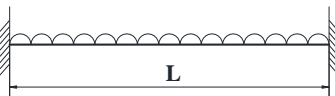

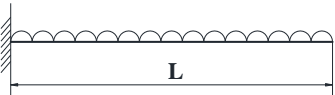
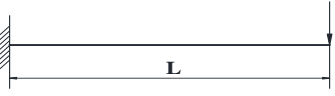
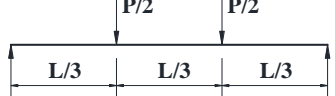
Análogamente, si la masa total del elemento real es M y la masa del sistema es equivalente M_E , el factor de masa K_M se define por:

$$K_M = M_E / M \quad (I-4)$$

El factor de carga-masa K_{LM} es un factor formado por la combinación de los dos factores básicos de transformación, K_L y K_M , este factor es conveniente, ya que la ecuación de movimiento se puede escribir en función de ese factor solamente. Los valores de K_L , K_M y K_{LM} se muestran en la Tabla I-5 para elementos que trabajan en una dirección. El período natural de vibración para vigas se obtiene de la siguiente ecuación:

$$T_n = 2\pi(K_{LM}m/K_E)^{1/2} \quad (I-5)$$

Tabla I-4. Cortante en el soporte para elementos que trabajan en una sola dirección, UFC 2008.

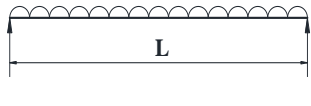

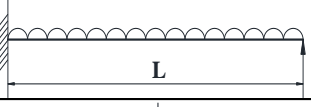

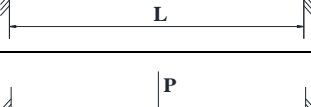
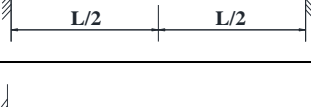
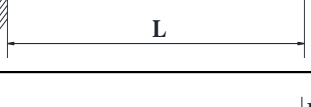
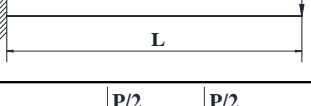
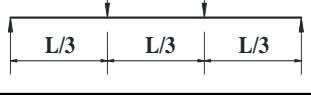
Condiciones de frontera y diagrama de cargas	Reacciones en el apoyo, V_s
	$\frac{r_u L}{2}$
	$\frac{R_u}{2}$
	Reacción izquierda = $\frac{5r_u L}{8}$ Reacción derecha = $\frac{3r_u L}{8}$
	Reacción izquierda = $\frac{11R_u}{16}$ Reacción derecha = $\frac{5R_u}{16}$
	$\frac{r_u L}{2}$
	$\frac{R_u}{2}$
	$r_u L$
	R_u
	$\frac{R_u}{2}$

Cuando se diseña para un comportamiento totalmente elástico, se utiliza la rigidez elástica. En los demás casos se utiliza la rigidez elasto-plástica equivalente, K_E . El valor elástico de la masa efectiva se usa para el rango elástico, mientras que en el rango elasto-plástico, la masa efectiva es el promedio de los valores del elástico y el elasto-plástico. Para las pequeñas deflexiones plásticas ($\theta \leq 2^\circ$), el valor de la masa efectiva es igual al promedio

del valor plástico y el valor elástico equivalente. La masa efectiva plástica se utiliza para deflexiones plásticas grandes.

Los efectos de amortiguamiento generalmente no se consideran en el diseño de explosiones debido a: 1) El amortiguamiento tiene muy poco efecto en el primer pico de la respuesta que suele ser el único ciclo de la respuesta que es de interés; 2) La energía disipada por deformación plástica es mucho mayor que la disipada por el amortiguamiento estructural normal; y 3) Haciendo caso omiso del amortiguamiento es un enfoque conservador para el diseño.

Tabla I-5. Factores de transformación para elementos que trabajan en una dirección, UFC 2008.

Condiciones de frontera y diagrama de cargas	Rango de comportamiento	Factor de carga, K_L	Factor de masa, K_M	Factor carga-masa, K_{LM}
	Elástico	0.64	0.50	0.78
	Plástico	0.50	0.33	0.66
	Elástico	1.00	0.49	0.49
	Plástico	1.00	0.33	0.33
	Elástico	0.58	0.45	0.78
	Elasto-plástico	0.64	0.50	0.78
	Plástico	0.50	0.33	0.66
	Elástico	1.00	0.43	0.43
	Elasto-plástico	1.00	0.49	0.49
	Plástico	1.00	0.33	0.33
	Elástico	0.53	0.41	0.77
	Elasto-plástico	0.64	0.50	0.78
	Plástico	0.50	0.33	0.66
	Elástico	1.00	0.37	0.37
	Plástico	1.00	0.33	0.33
	Elástico	0.40	0.26	0.65
	Plástico	0.50	0.33	0.66
	Elástico	1.00	0.24	0.24
	Plástico	1.00	0.33	0.33
	Elástico	0.87	0.52	0.60
	Plástico	1.00	0.56	0.56

Si el amortiguamiento tiene que considerarse en el análisis, debe expresarse como un porcentaje de amortiguamiento crítico. Para la vibración libre, el amortiguamiento crítico se expresa como:

$$C_{cr} = 2\sqrt{kM} \quad (I-6)$$

k es la rigidez del sistema y M es la masa del sistema. Para estructuras de acero, c debe tomarse como $0.05C_{cr}$ y $0.01 C_{cr}$ para estructuras de concreto armado.

Para obtener la respuesta de un sistema elástico lineal, es conveniente considerar el factor de carga dinámica (DLF) dado por:

$$DLF = \frac{X_m}{X_s} \quad (I-7)$$

dónde X_s es la deflexión producida en el sistema cuando la carga máxima se aplica de forma estática y X_m es la deflexión máxima cuando la carga se aplica en forma dinámica.

El factor de carga dinámica se puede considerar como la relación entre la resistencia máxima alcanzada con la máxima carga o:

$$DLF = \frac{r}{p} \quad (I-8)$$

dónde r es la máxima resistencia dinámica y p es la carga máxima utilizada en la especificación de la variación carga-tiempo.

Para un sistema elástico lineal sometido a una carga dinámica simplificada, la respuesta máxima se define por el factor de carga dinámica, DLF , y el tiempo máximo de respuesta. Para el caso de carga que mayor prevalece, es decir, la carga triangular, así como la carga rectangular, el valor máximo del DLF es 2. Esto indica que los desplazamientos máximos, las fuerzas y esfuerzos debidos a la carga dinámica son el doble del valor que se obtendría a partir de un análisis estático de la carga máxima P , como se muestra en las Figuras I-3 y I-4, estas figuras se utilizan si el elemento no alcanza su resistencia última

La respuesta máxima plástica de un sistema elasto-plástico sometido a una carga explosiva se define por la deflexión máxima X_m alcanzada y el tiempo t_m que se necesita para llegar a esta deflexión. La carga de explosión se define por su máximo valor P y la duración T , mientras que el sistema de un sólo grado de libertad se define por su resistencia última r_u , deflexión elástica X_E y período natural T_N . Para determinar su respuesta para una carga triangular, rectangular, con un paso de tiempo finito T , existen gráficas como la Figura I-5 para carga triangular; para los casos de cargas rectangular y triangular creciente existen un mayor número de gráficas, las cuales se pueden encontrar en la sección 3 del *UFC (2008)*. Cabe señalar que para el paso de carga con el tiempo, la carga se define por el tiempo de ascenso T_r y en consecuencia, las curvas de respuesta se representan con T_r en vez de T .

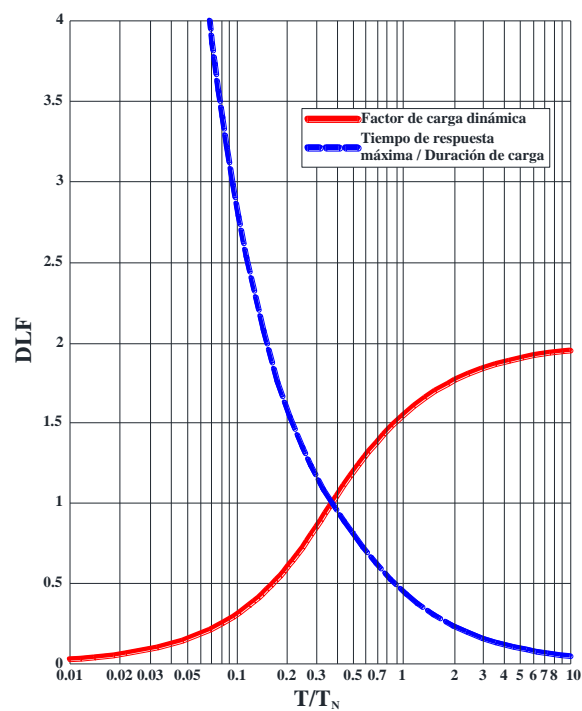


Figura I-1. Respuesta máxima elástica, para una carga triangular de un sistema de un grado de libertad, UFC 2008.

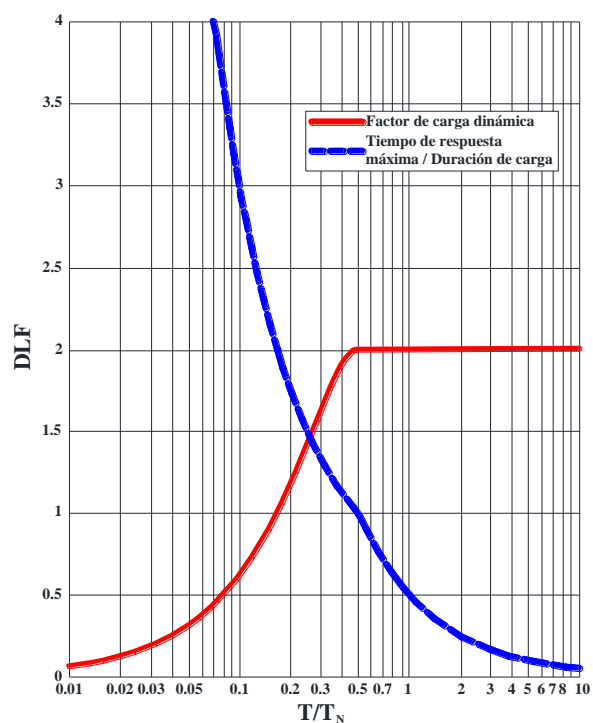


Figura I-2. Respuesta máxima elástica, para una carga rectangular de un sistema de un grado de libertad, UFC 2008.

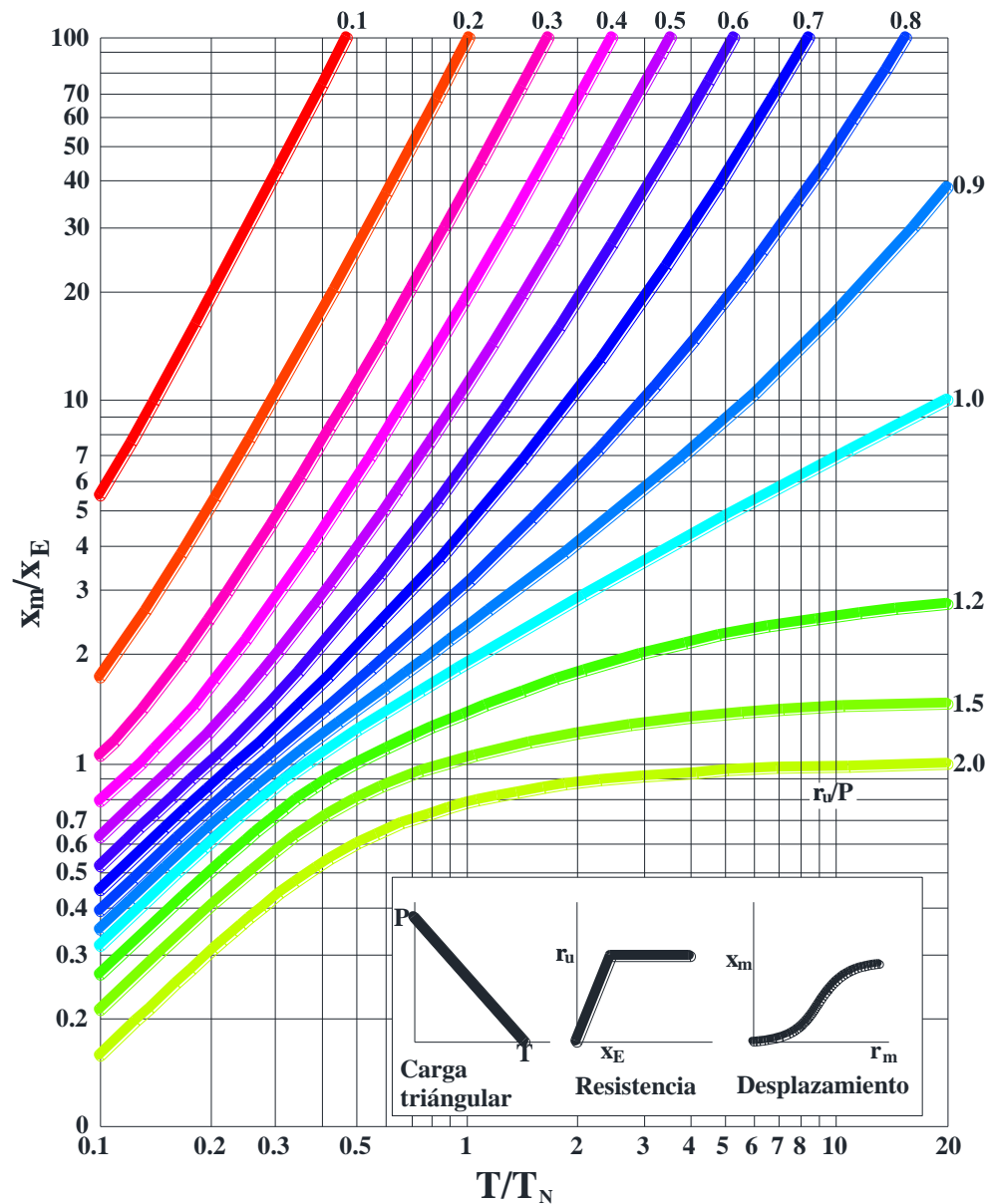


Figura I-3. Deflexión máxima elasto-plástica para una carga triangular en un sistema de un grado de libertad, UFC 2008.

En el diseño de los elementos que responden a una relación presión-tiempo, el elemento debe diseñarse para resistir la deflexión negativa o de rebote que puede ocurrir después de que la deflexión máxima positiva se haya alcanzado. La relación de resistencia última requerida de rebote r/r_u , debe ser tal que el elemento se mantenga elástico durante el rebote como se observa en la Figura I-4 para un sistema de un sólo grado de libertad sometido a una carga triangular.

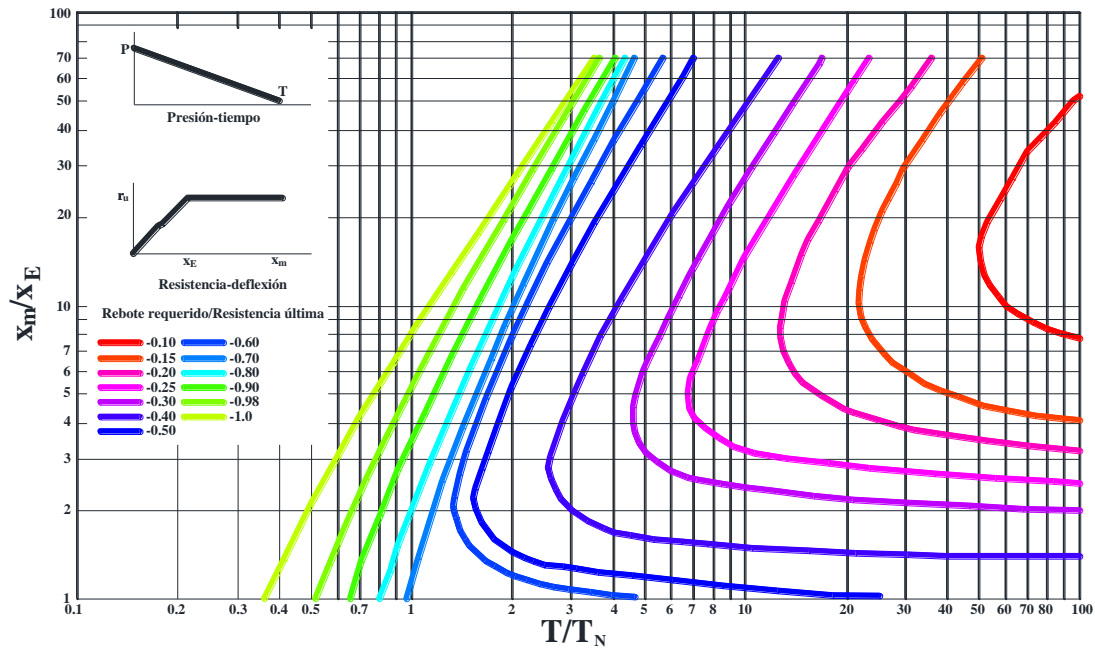


Figura I-4. Rebote elástico de un sistema simple masa-resorte, UFC 2008.

La curva de resistencia-deformación en la Figura I-5 muestra la acción de flexión de un elemento de concreto armado. Cuando el elemento se carga por primera vez, la resistencia idealmente se incrementa linealmente con la deflexión hasta la fluencia del refuerzo. A medida que el elemento continúa flexionándose, la fluencia del acero de refuerzo y la resistencia es constante con el aumento de la deflexión. Dentro de este intervalo de fluencia, correspondiente a 2° de rotación en el apoyo, se presenta el aplastamiento del concreto.

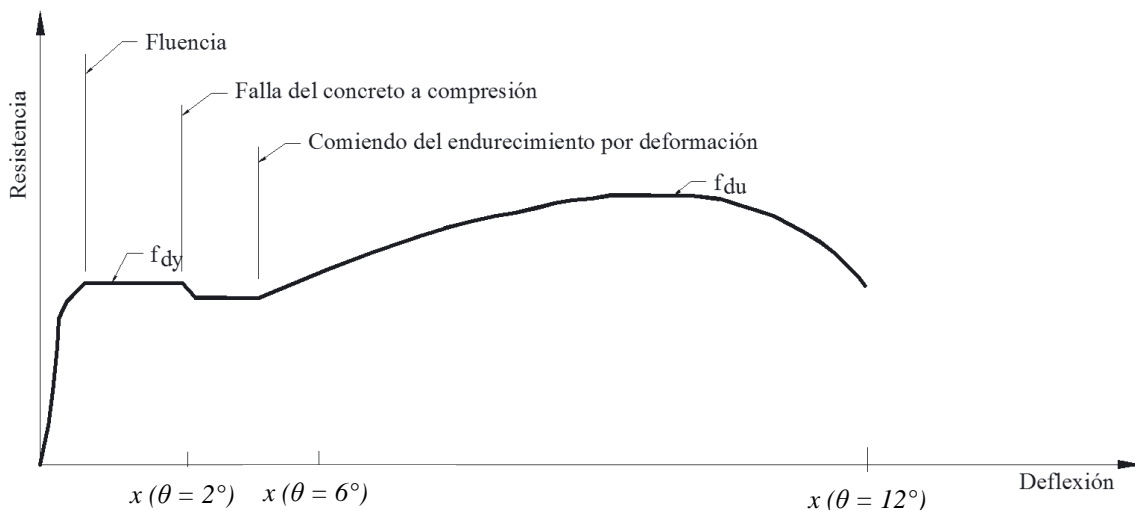


Figura I-5. Curva resistencia-deflexión por respuesta a flexión de elementos de concreto, UFC 2008.

Para elementos sin refuerzo a cortante, este aplastamiento resulta en la falla del elemento. Para los elementos con refuerzo a cortante, reforzados con grapas como se muestra en la Figura I-5a o de cordón como se muestra en la Figura I-5b o con estribos como refuerzo, el aplastamiento del concreto resulta en un ligera pérdida de la capacidad a partir de que la fuerza de compresión se transfiere al refuerzo por compresión. A los 6° de rotación del apoyo, el elemento pierde su integridad estructural y falla. Por otro lado, el anclado a través de amarres frenará el refuerzo a través de su deformación toda la región de endurecimiento hasta la rotura por tensión del refuerzo se produce aproximadamente a los 12° de rotación del apoyo.

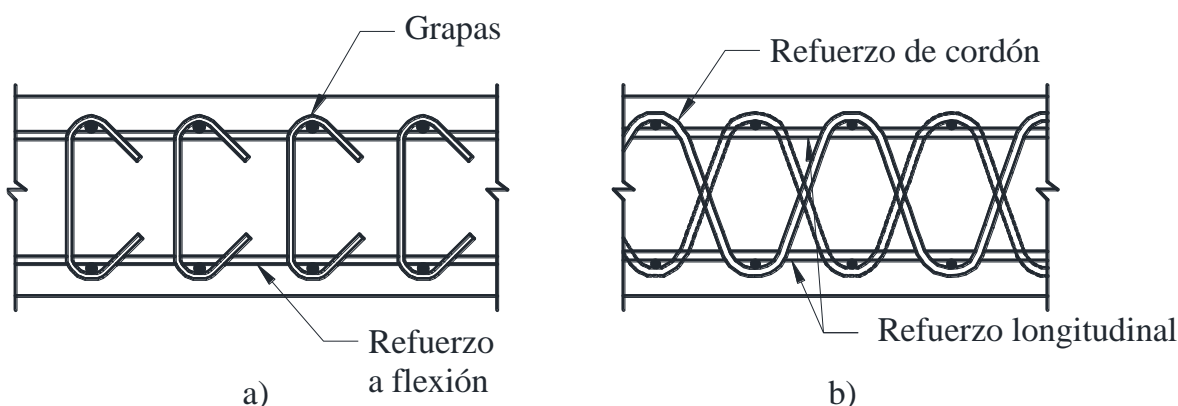


Figura I-6. Armados transversales tipo: a) grapas y b) cordón, UFC 2008.

La resistencia del concreto utilizado en una estructura resistente a una explosión puede seleccionarse para satisfacer los requisitos de diseño particular de la estructura. Sin embargo, bajo ninguna circunstancia la resistencia del concreto f'_c debe ser menor a 210.92 kgf/cm². Se recomienda que la resistencia del concreto sea al menos 281.23 kgf/cm² o más para todas las estructuras resistentes a explosiones, independientemente de la magnitud de la carga de la explosión y los criterios de deflexión.

El módulo de elasticidad del concreto E_c se determina con:

$$E_c = w_c^{1.5} 33(f'_c)^{0.5} \quad (I-9)$$

Para los valores de w_c entre 90 y 155 lbs/ft³; w_c es el peso unitario del concreto, normalmente igual a 150 lbs/ft³.

La relación modular n es el siguiente:

$$n = E_s / E_c \quad (I-10)$$

dónde E_s es el módulo de elasticidad del acero; y n puede tomarse como el número entero más próximo.

La determinación de la deflexión de un elemento de concreto armado en los rangos elástico y elasto-plástico se complica por el hecho de que el momento de inercia efectivo de la sección transversal a lo largo del elemento cambia continuamente a medida que se produce la formación de grietas. Además el módulo de elasticidad del concreto cambia a medida que se incrementan los esfuerzos.

El momento de inercia promedio I_a debe utilizarse en el cálculo de la deflexión, el cual está dado por:

$$I_a = \frac{I_g + I_c}{2} \quad (I-11)$$

donde la inercia gruesa de sección transversal es:

$$I_g = \frac{bT_c^3}{12} \quad (I-12)$$

y el momento de inercia agrietado es:

$$I_c = Fbd^3 \quad (I-13)$$

dónde b es el ancho de la viga; T_c es el espesor de la sección transversal bruta de concreto; F es un coeficiente obtenido en las Figuras I-7 y I-8; y d es la distancia de la fibra extrema de compresión al centroide del refuerzo a tensión.

El valor de I_c considera el área de compresión del concreto y el área de acero transformado dentro del área equivalente de concreto, el cual se calcula con respecto del centro de gravedad de la sección transformada. El coeficiente F varía según la relación modular n y la cantidad de refuerzo en la sección. Para secciones únicamente con refuerzo a tensión, el coeficiente F se obtiene de la Figura I-7, mientras que para las secciones con igual refuerzo en ambos lechos, el coeficiente F se obtiene en la Figura I-8.

La variación del I_c se obtiene a partir de las Figuras I-7 y I-8 la cual es insignificante para porcentajes de refuerzo bajos. Para porcentajes de refuerzo grandes, normalmente utilizado en vigas, la Figura I-8 debe utilizarse para reforzar la sección equivalente, así también, secciones donde el acero de compresión es menor que el acero a tensión las Figuras I-7 y I-8 pueden utilizarse.

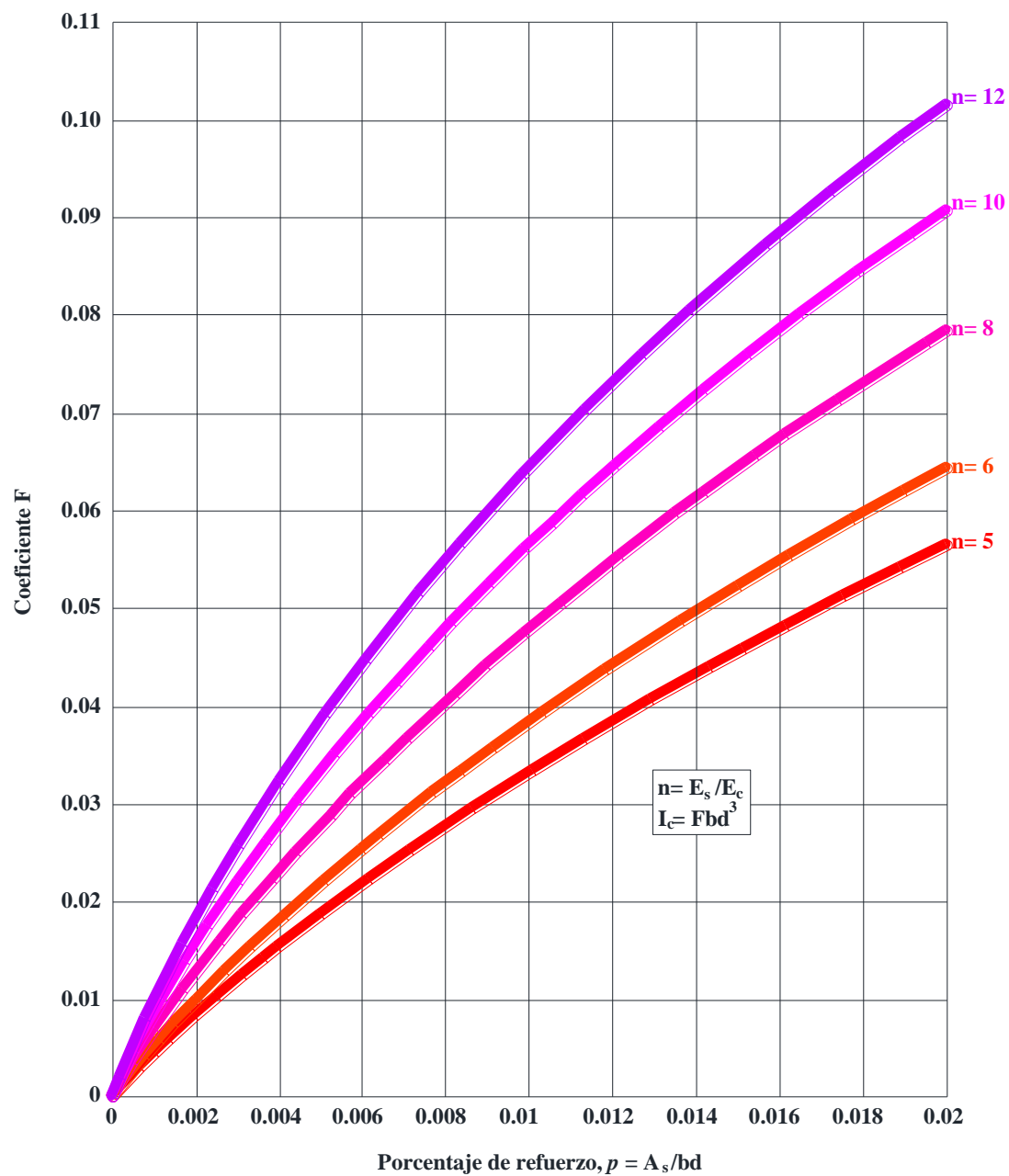


Figura I-7. Coeficiente para el momento de inercia de la sección agrietada sólo con refuerzo a tensión, UFC 2008.

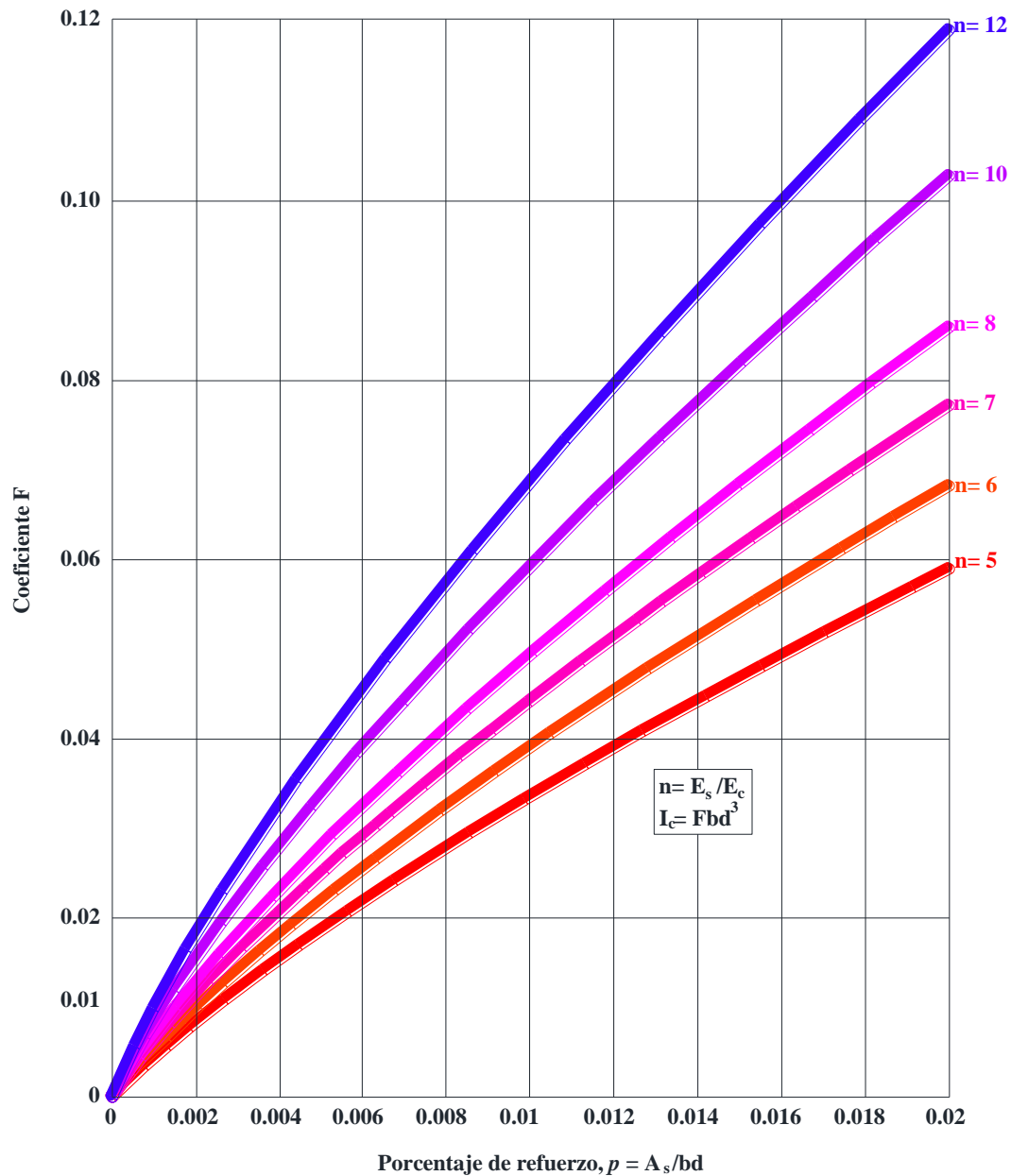


Figura I-8. Coeficiente para el momento de inercia de la sección agrietada con refuerzo en ambas caras, UFC 2008.

Una estimación del esfuerzo promedio en el rango plástico puede realizarse relacionando el esfuerzo promedio en la deflexión del elemento. La deflexión se define en términos de la rotación angular de los soportes. El esfuerzo dinámico promedio se expresa en términos del esfuerzo de fluencia f_{dy} y el esfuerzo dinámico último f_{du} . Criterios para el esfuerzo dinámico pueden usarse en el diseño plástico de elementos de concreto reforzados dúctiles

como se presenta en la Tabla I-6. El diseño del esfuerzo dinámico se expresa en términos de f_{dy} , f_{du} y f'_{dc} . El valor de estos términos se determina multiplicando el esfuerzo estático por el apropiado valor del Factor de Incremento Dinámico (FID), véase Tabla 2-1, esto es:

$$f_{(dinámico)} = FID \cdot f_{(estático)} \quad (I-12)$$

Tabla I-6. Diseño del esfuerzo dinámico para el diseño de elementos de concreto reforzado, UFC 2008.

Tipos de esfuerzo	Tipo de refuerzo	Rotación máxima Θ_m (grados)	Diseño del esfuerzo dinámico	
			Refuerzo, f_{ds}	Concreto, f_{dc}
Flexión	Tensión y compresión	$0 < \Theta_m \leq 2$	f_{dy} (1)	f'_{dc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	(2)
		$6 < \Theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	(2)
Tensión diagonal	Estribos	$0 < \Theta_m \leq 2$	f_{dy}	f'_{dc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	f_{dy}	f'_{dc}
		$6 < \Theta_m \leq 12$	f_{dy}	f'_{dc}
Tensión diagonal	Enlazado	$0 < \Theta_m \leq 2$	f_{dy}	f'_{dc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	f'_{dc}
		$6 < \Theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	f'_{dc}
Cortante directo	Barras en diagonal	$0 < \Theta_m \leq 2$	f_{dy}	f'_{dc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	(3)
		$6 < \Theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	(3)
Compresión	Columnas	(4)	f_{dy}	f'_{dc}

- (1) Refuerzo a tensión solamente
 (2) Concreto a compresión y no es efectivo resistiendo momento
 (3) El concreto se considerarse no efectivo y el cortante es soportando por el refuerzo
 (4) La capacidad no está en función de las rotaciones.

Dependiendo de la magnitud de la explosión y las deformaciones permisibles en el diseño o el análisis de secciones de concreto armado, se pueden utilizar tres tipos de secciones (Figura I-9):

- Tipo I. El concreto es eficaz para resistir el momento. El recubrimiento del concreto en ambas caras del refuerzo se mantiene intacta.
- Tipo II. El concreto se comprime y no es efectivo para resistir momentos. El refuerzo de compresión es igual al refuerzo a tensión, el cual es necesario para resistir los momentos. El recubrimiento del concreto sobre el refuerzo en ambas caras del elemento se mantiene intacta.

- c. Tipo III. El recubrimiento del concreto sobre el refuerzo en ambas caras del elemento está completamente desprendido. Se tiene el mismo refuerzo a tensión y compresión y siempre estará apropiadamente confinado para resistir momentos.

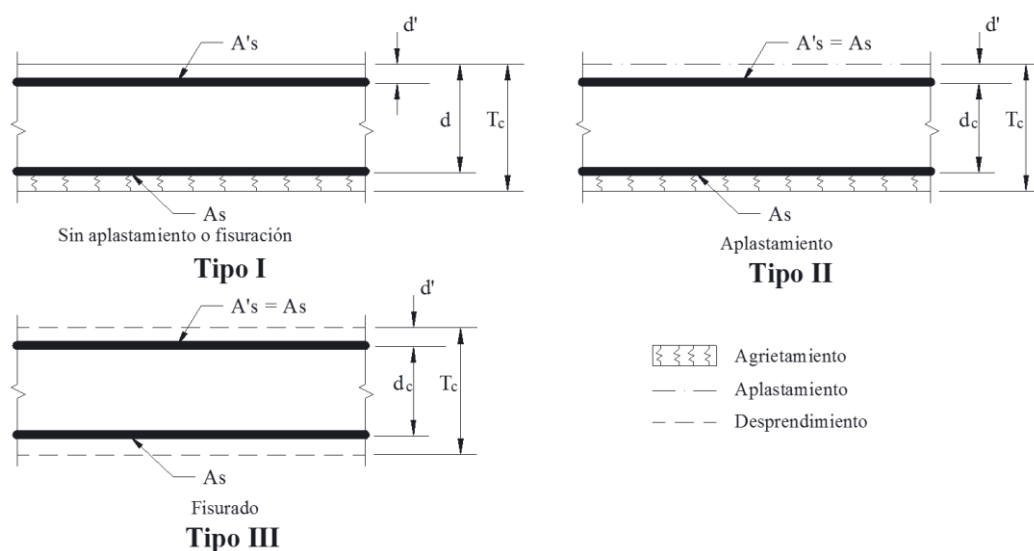


Figura I-9. Típicos refuerzos en secciones de concreto, UFC 2008.

Los elementos diseñados con una sección transversal completa (Tipo I) se encuentran y se diseñan usualmente en las estructuras o partes de las estructuras para elementos con rotación en el apoyo menor a 2° . La interrelación entre los diferentes parámetros involucrados en el diseño de las vigas es fácilmente descrita con el uso de la resistencia a la deformación idealizada curva que se muestra en la Figura I-10.

Las vigas son elementos de apoyo primario y, como tal, no se permite grandes deformaciones plásticas. Para la protección personal, la desviación máxima se limita a una rotación de apoyo de 2° . Estructuras destinadas a proteger los equipos y/o explosivos pueden ser diseñados para deflexiones a las condiciones de falla incipiente.

El momento resistente último dinámico M_u de una viga rectangular de ancho b , sólo con armado a tensión (tipo I) está dada por:

$$M_u = A_s f_{ds} (d - a / 2) \quad (I-15)$$

y

$$a = \frac{A_s f_{ds}}{0.85 b f'_{dc}} \quad (I-16)$$

dónde M_u es la capacidad de momento máximo; A_s es el área total del refuerzo de tensión dentro de la viga; f_{ds} es el esfuerzo del diseño dinámico del refuerzo; d es la distancia de la fibra extrema de compresión al centro de gravedad del refuerzo a tensión; a es la altura del

bloque rectangular equivalente de esfuerzos; b es el ancho de la viga; y f'_{dc} es la resistencia a compresión última dinámica del concreto.

El momento último resistente dinámico M_u de una viga rectangular de ancho b , con refuerzo a compresión está dado por:

$$M_u = (A_s - A'_s) f_{ds} (d - a/2) + A'_s f_{ds} (d - d') \quad (I-17)$$

y

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_{ds}}{0.85 b f'_{dc}} \quad (I-18)$$

dónde A'_s es el área total del refuerzo a compresión dentro de la viga y d' es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centro de gravedad del refuerzo de compresión.

Para el diseño de vigas de concreto sometidas a cargas explosivas de gran duración que logran rotaciones de dos grados o menos, se recomienda que en el momento resistente último se calcule con la ecuación (I-15) aunque la cantidad de acero a compresión sea considerable, ya que esta cantidad es necesaria para resistir la onda de rebote producida por la explosión.

Las secciones tipo II o III, el momento último resistente M_u de una viga rectangular de ancho b está dada por:

$$M_u = A_s f_{ds} d_c \quad (I-19)$$

dónde A_s es el área del refuerzo a tensión o compresión dentro del ancho b y d_c es la distancia entre los centroides del refuerzo de compresión y tensión

La capacidad del momento anterior sólo se puede obtener cuando las áreas de refuerzo a tensión y compresión son iguales. Además, la rotación debe ser mayor de 2° a excepción de diseños cercanos a la explosión, en los que el desprendimiento puede ocurrir y dar lugar a un elemento tipo III.

1.1.5 Diseño a flexión.

El diseño para las deflexiones pequeñas se puede dividir en dos regiones, vigas de apoyo con la rotación menores de 2° y las rotaciones de apoyo entre 2 y 4° . Debido a que las secciones de concreto son supuestas, y usando las ecuaciones (I-15) para el secciones Tipo I secciones, y la ecuación (I-19) para el secciones Tipo II y III, se determina el momento. Esto para calcular la unidad de resistencia última, r_u , y la deflexión elástica equivalente X_E .

La curva de resistencia-deflexión para una viga es similar a la de una losa, ver Figura I-11. A los 4° de rotación de apoyo, las vigas pierden capacidad de flexión. Sin embargo, debido a la presencia de refuerzo continuo y una adecuada restricción lateral, la membrana a

tensión tiende a desarrollarse. La resistencia debida a la acción de este incremento y aumento de la deflexión para la falla incipiente en unos 12° de rotación de apoyo.

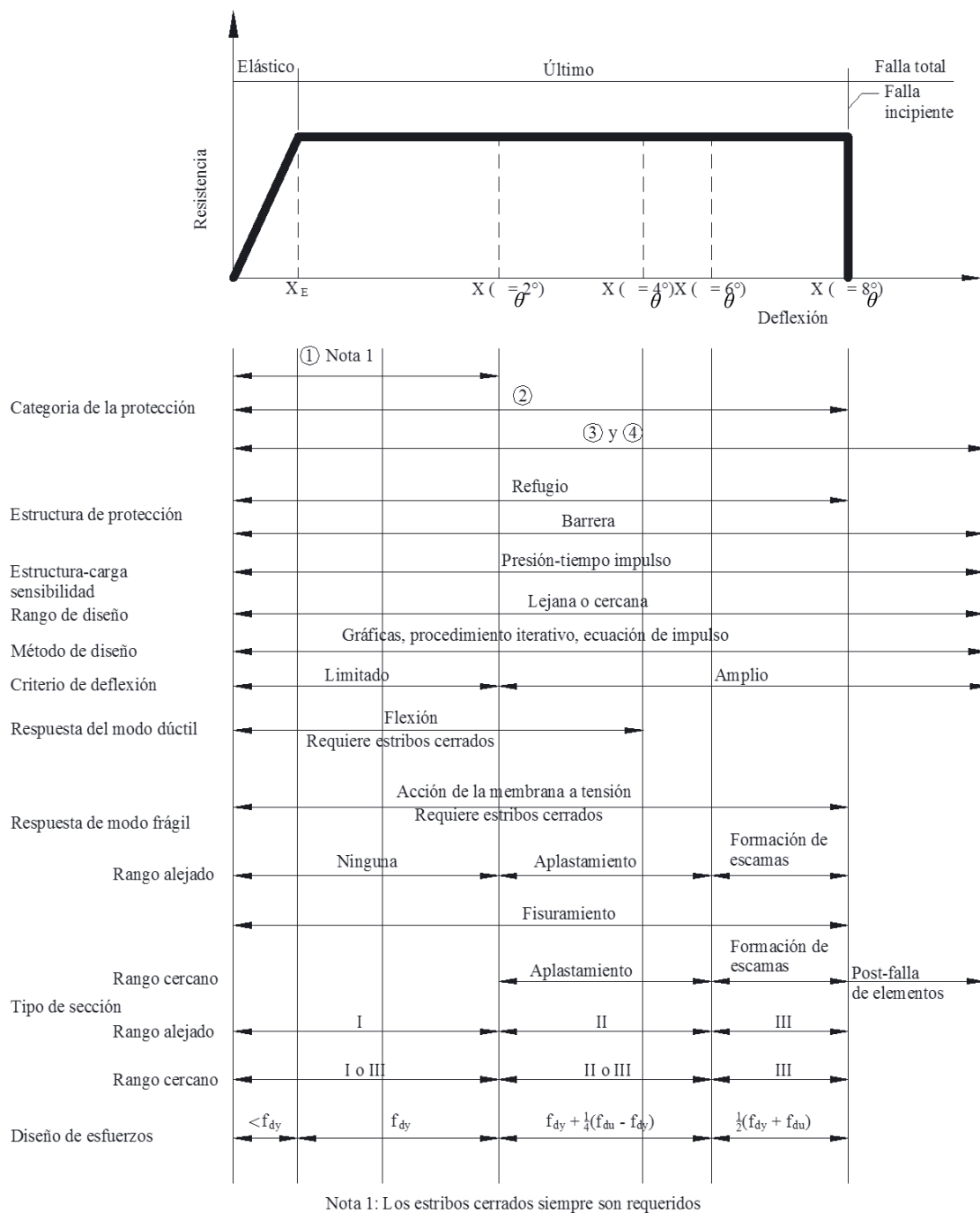


Figura I-10. Relación entre los parámetros de diseño de vigas, UFC 2008.

Para el diseño de una viga empotrada con una rotación de 8° , se utiliza una sección transversal tipo III para calcular la capacidad de momento último de la sección, así como para proporcionar la masa para resistir el movimiento. El esfuerzo en el refuerzo f_{ds} sería igual al que corresponde a las rotaciones $6 < \theta_m < 12$ en la Tabla I-6. En cada sección a lo largo de la viga, el refuerzo a tensión y compresión debe ser continuo con el fin de desarrollar la membrana a tensión.

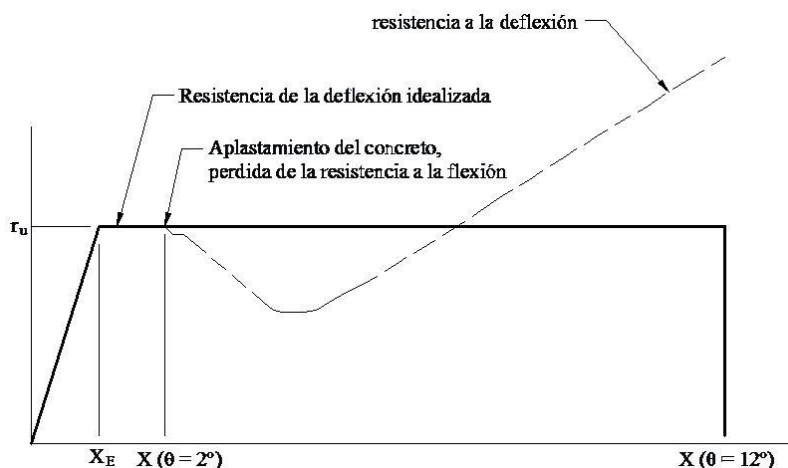


Figura I-11. Idealización de la curva resistencia-deflexión para deflexiones grandes, UFC 2008.

El sistema equivalente de un solo grado de libertad de cualquier elemento estructural se define en términos de su resistencia última, r_u , equivalente a la deflexión elástica X_E y el periodo natural de vibración T_N . La resistencia última se obtiene de la Tabla I-1.

1.1.6 Criterio del acero de refuerzo

Los valores de diseño del acero recomendado para la norma ASTM A 615, Grado 60 de refuerzo, son 66,000 psi y 90,000 psi para el esfuerzo de fluencia (f_y) y esfuerzo de fluencia último (f_u) respectivamente. Los valores de diseño recomendados para la norma ASTM A 706 Grado 60 de refuerzo son 66,000 psi y 80,000 psi para el esfuerzo de fluencia (f_y) y esfuerzo de fluencia último (f_u) respectivamente. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo E_s es de 29×10^6 psi.

El porcentaje de refuerzo ρ se define como:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (I-20)$$

Para asegurarse que falle contra compresión súbita, ρ no debe exceder de 0.75 de ρ_b el cual asegura condiciones de balance y resistencia última, el cual está dada por:

$$\rho_b = \left[\frac{0.85K_1 f'_{dc}}{f_{ds}} \right] \left[\frac{87000}{87000 + f_{ds}} \right] \quad (I-21)$$

K_1 es 0.85 para f_{dc} mayor que 4,000 psi y se reduce por 0.05 por cada 1,000 psi en exceso de 4,000 psi.

El porcentaje de refuerzo a compresión ρ' se define como:

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (I-22)$$

La ecuación (I-17) sólo es válida cuando el refuerzo de compresión fluye en la resistencia última. Esta condición se cumple cuando:

$$\rho - \rho' \leq 0.85K_1 \left[\frac{f'_{dc} d'}{f_{ds} d} \right] \left[\frac{87000}{87000 - f_{dc}} \right] \quad (I-23)$$

Además, la cantidad de $\rho - \rho'$ no debe superar los 0.75 del valor de ρ_b dada por la ecuación (I-21), con el fin de evitar la falla en la compresión súbita. Si $\rho - \rho'$ es menor que el valor de la ecuación (I-23), en el momento resistente último no debe superar el valor de la ecuación (I-15).

Para asegurar el buen comportamiento estructural bajo cargas convencionales y de explosión, una cantidad mínima de refuerzo a flexión es necesaria, la cual está dada por el mayor de:

$$\rho = 200/f_y \quad (I-24)$$

$$\rho = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (I-25)$$

En el cual, para resistencias a compresión del concreto de 4,000 psi y de resistencia a la fluencia de 66,000 psi para el acero, es igual a una relación de refuerzo de 0.0030. Esta relación de refuerzo mínimo se aplica al acero a tensión a la mitad del claro de una viga simplemente apoyada y la tensión del acero en los apoyos y a la mitad del claro de vigas empotradas. Vigas de concreto con refuerzo sólo a tensión no están permitidas. Refuerzo de compresión, será por lo menos igual a la mitad del refuerzo a tensión. Este refuerzo es necesario para resistir las fuerzas de rebote. Dependiendo de la magnitud de estas fuerzas de rebote, el refuerzo a compresión puede ser igual al refuerzo a tensión.

El esfuerzo de cortante nominal v_u , como una medida de tensión diagonal, se calcula a partir de:

$$v_u = \frac{V_u}{bd} \quad (I-26)$$

dónde v_u es el esfuerzo cortante nominal y V_u es el cortante total en la sección crítica

La sección crítica se toma a la distancia, d , desde la cara del soporte para aquellos miembros que causen compresión en los apoyos. El cortante entre las secciones de la superficie de apoyo y la distancia d , del apoyo, no se consideran críticos. Para aquellos miembros que causen tensión en sus soportes, la sección crítica se encuentra en la superficie de los apoyos.

El esfuerzo cortante permitido sin refuerzo sometido a flexión en vigas sólo se limita a:

$$v_c = [1.9f_{dc}^{1/2} + 2500p] \leq 3.5f_{dc}^{1/2} \quad (I-27)$$

dónde v_c es la capacidad del cortante máximo de un emparrillado sin refuerzo y p es el porcentaje de refuerzo a tensión en el apoyo

Cada vez que el esfuerzo de cortante nominal v_u exceda la capacidad de cortante v_c del concreto, el refuerzo a cortante debe compensarse. Para esto, se colocaran estribos cerrados colocados perpendicularmente al refuerzo de flexión, compensando la capacidad de cortante faltante. Estribos abiertos, grapas o en forma de U, no están permitidos. El área requerida de refuerzo a cortante se calcula mediante:

$$A_v = \frac{[(v_u - v_c)bs_s]}{\phi f_{dy}} \quad (I-18)$$

dónde A_v es el área total del estribo; $v_u - v_c$ es el esfuerzo a cortante excedente; S_s es el espaciamiento de los estribos en la dirección paralela al refuerzo longitudinal; y ϕ es el factor de reducción de capacidad equivalente a 0.85

Refuerzo de cortante mínimo. Con el fin de asegurar el completo desarrollo del refuerzo a flexión en una viga, se debe evitar la falla prematura a cortante. Las siguientes limitaciones se deben considerar en el diseño de los estribos cerrados:

1. El diseño del esfuerzo cortante (exceso de esfuerzo cortante $v_u - v_c$) que se utiliza en la ecuación (I-28) deberá ser igual o mayor a la capacidad de cortante de concreto sin refuerzo v_c como se obtiene de la ecuación (I-26).
2. El esfuerzo de cortante nominal v_u no debe exceder de $10(f'_{dc})^{0.5}$.
3. El área A_v de los estribos cerrados no debe ser menor a $0.0015 bs_s$.
4. El área requerida A_v de estribos cerrados se determinará en la sección crítica; la cantidad y espaciamiento de refuerzo se utilizará a lo largo de todo el elemento.
5. La separación máxima entre los estribos cerrados se limita a $d/2$, cuando $v_u - v_c$ sea menor a $4(f'_{dc})^{0.5}$ o 61 cm, el que sea menor. Cuando $v_u - v_c$ es mayor a $4(f'_{dc})^{0.5}$ la distancia máxima se limitará a $d/4$.

Si el diseño de la rotación de apoyo, Θ , es menor o igual a 2° ($\Theta < 2^\circ$), o si la sección, con la rotación Θ , es simplemente apoyada, entonces la fuerza cortante máxima inmediata, V_d , que puede ser resistida por el concreto está dada por:

$$V_d = 0.18 f'_{dc} b d \quad (I-29)$$

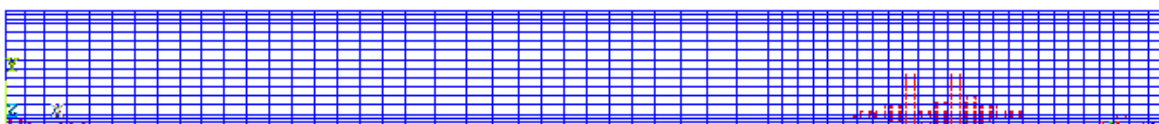
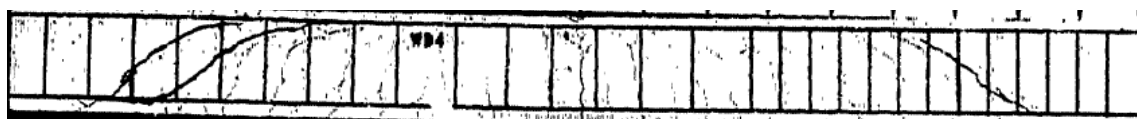
Si el diseño de la rotación de apoyo, Θ , es mayor a 2° ($\Theta > 2^\circ$), o si una sección (con la rotación de apoyo) se encuentra en tensión neta, entonces la capacidad de cortante último inmediato del concreto, V_d , es igual a cero y las barras diagonales son requeridas para tomar todo el corte directo. Si las barras diagonales deben utilizarse, requerirá que la sección transversal sea:

$$A_d = (V_s b - V_d) / (f_{ds} \sin(\alpha)) \quad (I-30)$$

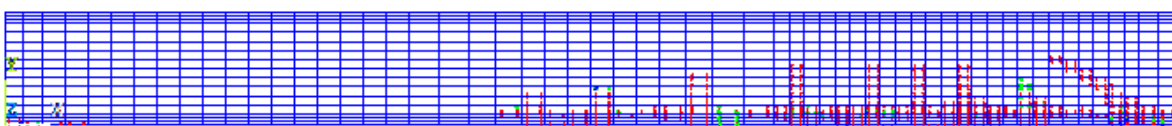
dónde $V_d = 0.18 f'_{dc} b d$ ($\Theta < 2^\circ$ o apoyo simple); V_d es igual a Θ ($\Theta > 2^\circ$ o sección en tensión); A_d es el área total de las barras en diagonales en el apoyo dentro de una anchura b ; V_s es el cortante en el apoyo de ancho b ; y α es el ángulo formado por el plano del refuerzo diagonal y el refuerzo longitudinal.

ANEXO A

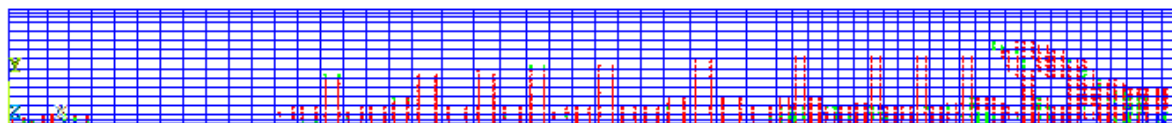
En las Figuras A-1 a la A-10 se muestran la evolución de las trayectorias del agrietamiento respecto al tiempo en las vigas. En todas las vigas se observa que el agrietamiento inicia en la parte derecha de la viga, continuando sobre el segmento izquierdo y, finalmente, se propaga hacia el centro del claro, hasta que el elemento se agrieta completamente. Desafortunadamente, las figuras de agrietamientos experimentales de las vigas WD4-2, WD7-2, WD8-2 y WD9-2 no fueron reportadas por *Seabold (1967)*, por lo que en estas vigas sólo se muestran los agrietamientos obtenidos del programa ANSYS 12.0.1.



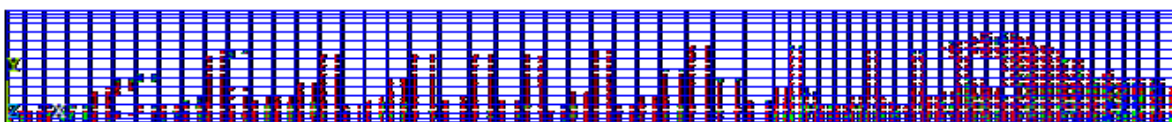
$t = 0.002 \text{ seg}$



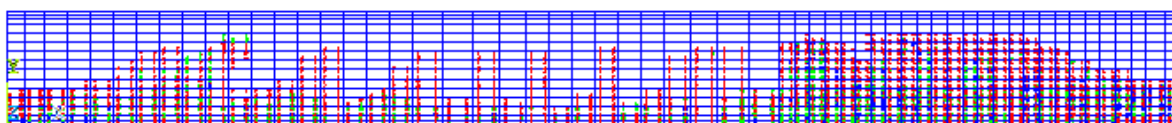
$t = 0.003 \text{ seg}$



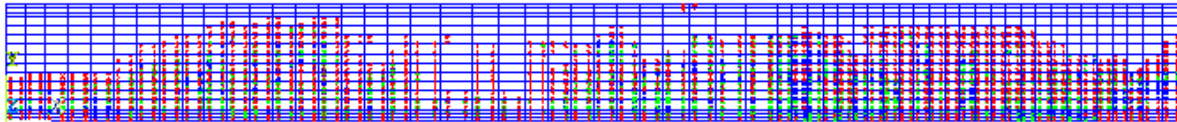
$t = 0.0045 \text{ seg}$



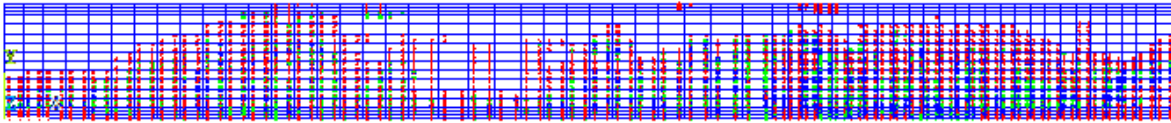
$t = 0.0055 \text{ seg}$



$t = 0.007 \text{ seg}$

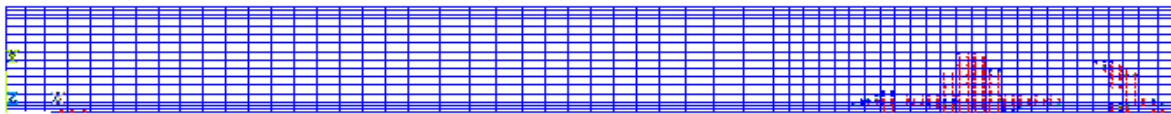


$t = 0.01$ seg

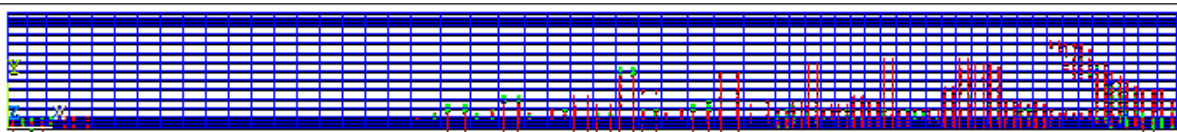


$t = 0.011$ seg

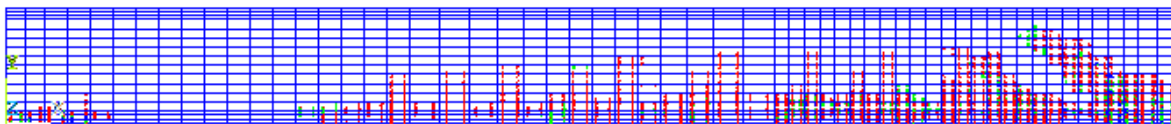
Figura A-1. Agrietamiento de la viga WD4-1



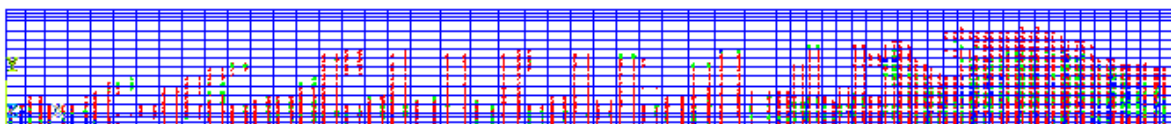
$t = 0.0015$ seg



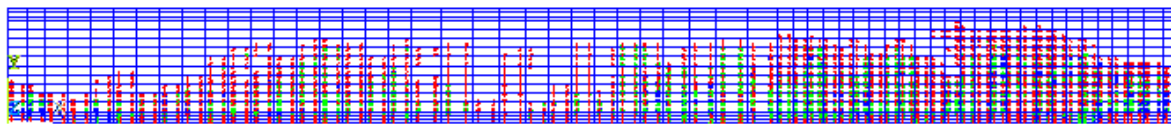
$t = 0.003$ seg



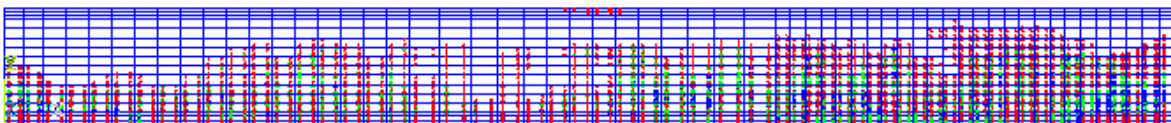
$t = 0.004$ mseg



$t = 0.005$ seg

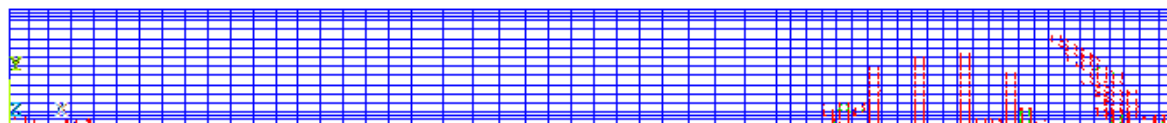


$t = 0.007$ seg

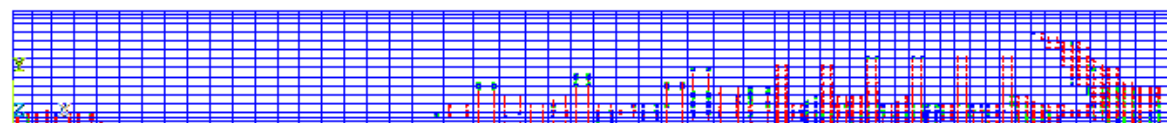


$t = 0.007$ seg

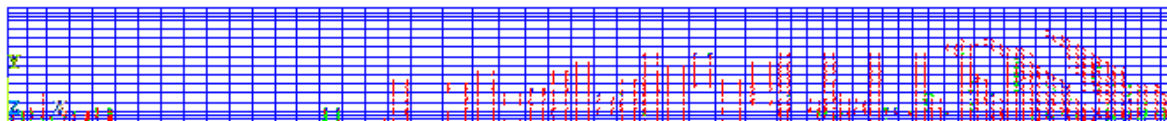
Figura A-2. Agrietamiento de la viga WD4-2



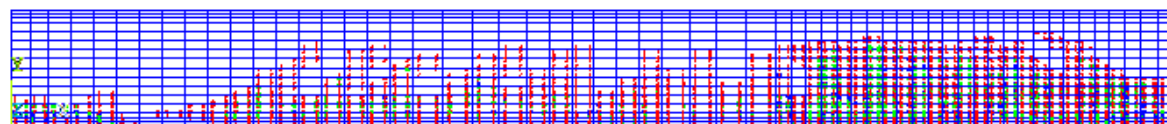
$t = 0.002 \text{ seg}$



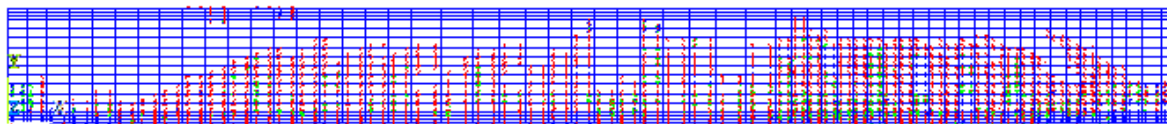
$t = 0.003 \text{ seg}$



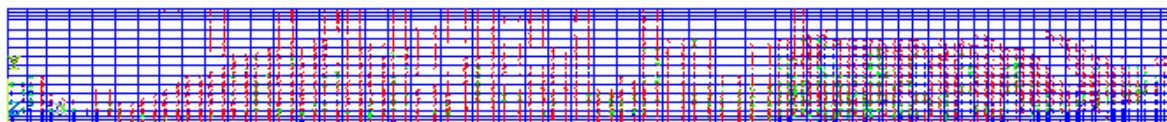
$t = 0.004 \text{ seg}$



$t = 0.005 \text{ seg}$



$t = 0.009 \text{ seg}$

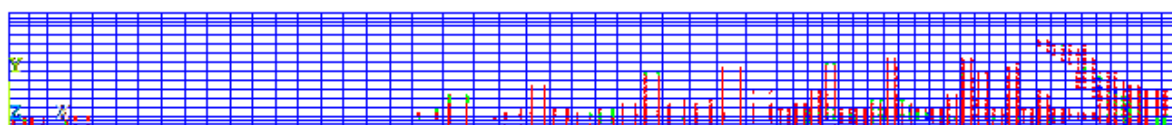


$t = 0.01 \text{ seg}$

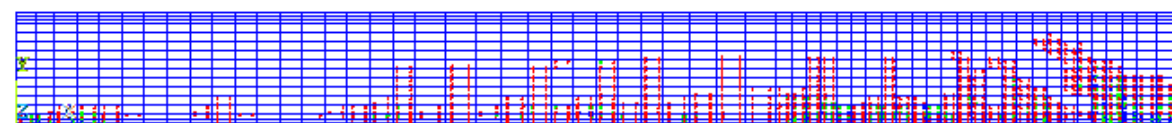
Figura A-3. Agrietamiento de la viga WD5



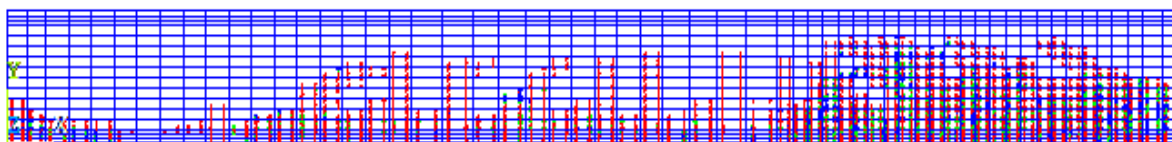
$t = 0.002 \text{ seg}$



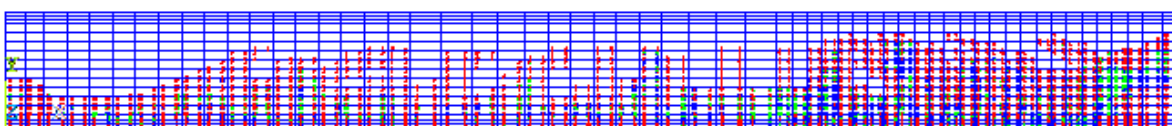
$t = 0.003 \text{ seg}$



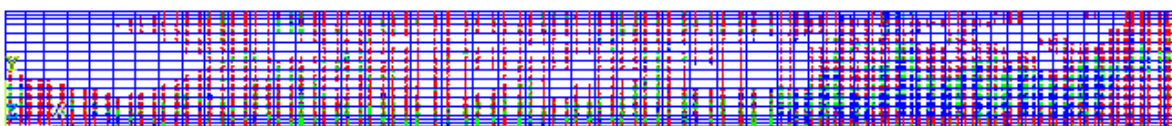
$t = 0.004 \text{ seg}$



$t = 0.005 \text{ seg}$

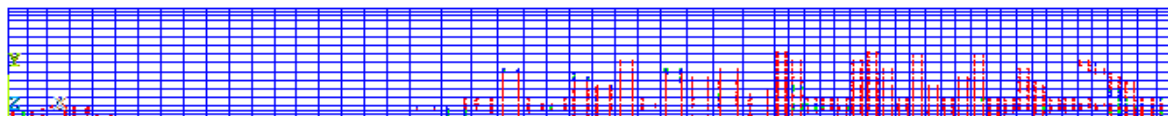


$t = 0.009 \text{ seg}$

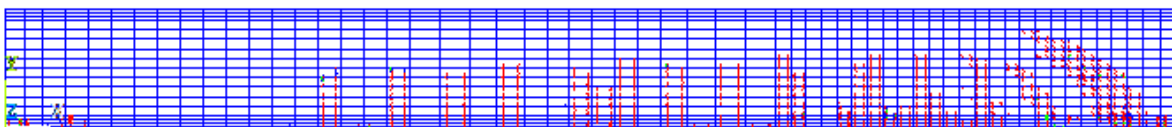


$t = 0.011 \text{ seg}$

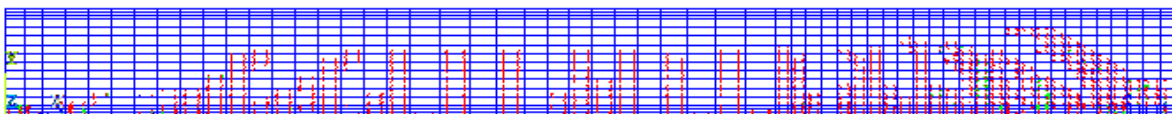
Figura A-4. Agrietamiento de la viga WD6



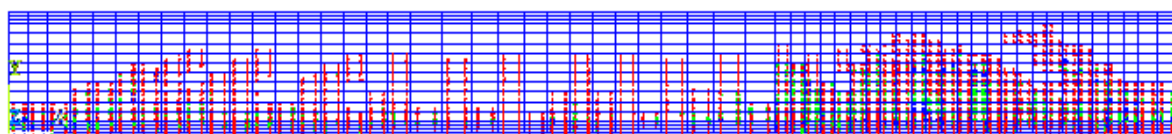
$t = 0.004 \text{ seg}$



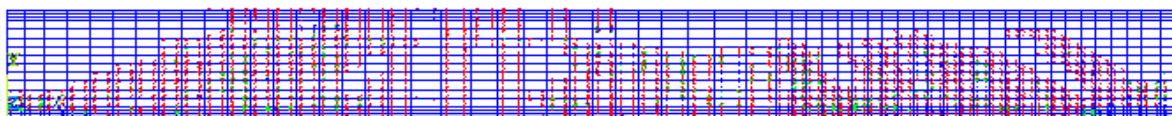
$t = 0.005 \text{ seg}$



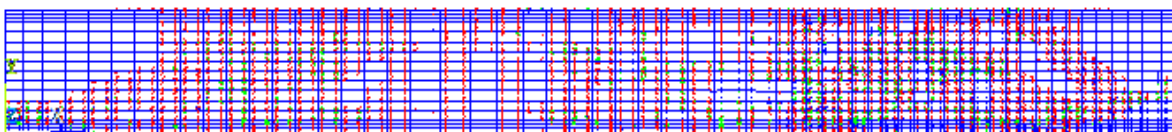
$t = 0.006 \text{ seg}$



$t = 0.007 \text{ seg}$

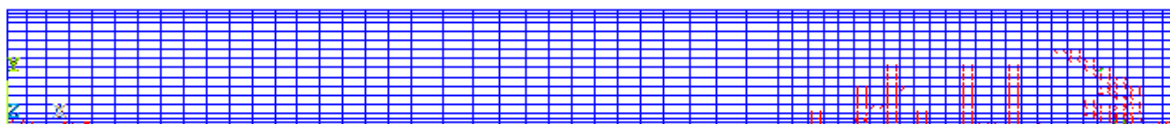


$t = 0.012 \text{ seg}$

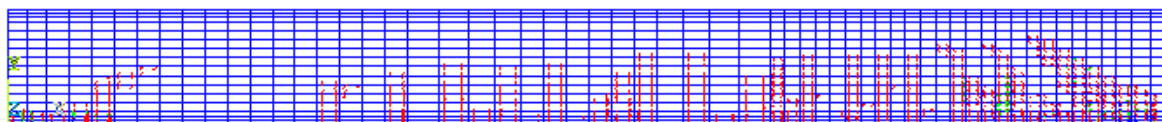


$t = 0.014 \text{ seg}$

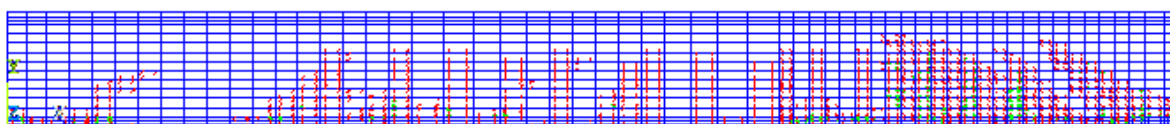
Figura A-5. Agrietamiento de la viga WD7-1



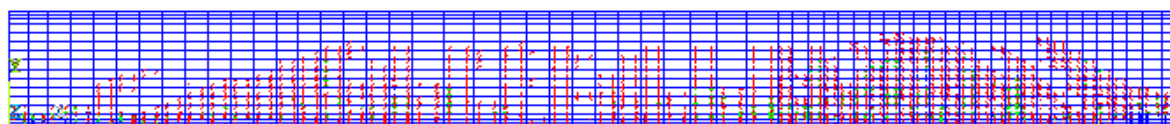
$t = 0.002 \text{ seg}$



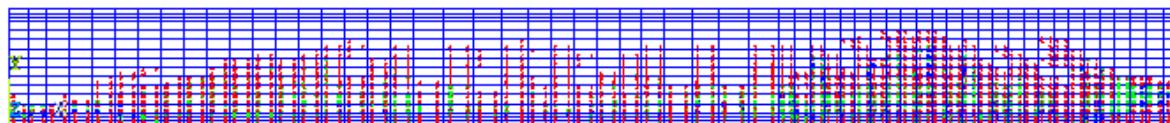
$t = 0.004 \text{ seg}$



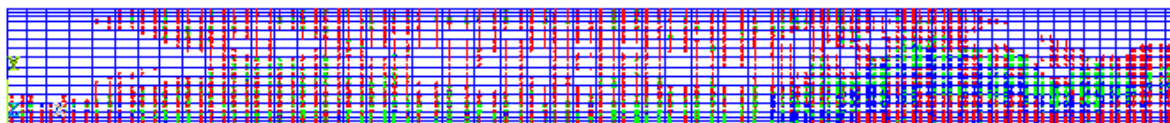
$t = 0.005 \text{ seg}$



$t = 0.007 \text{ seg}$



$t = 0.008 \text{ seg}$



$t = 0.011 \text{ seg}$

Figura A-6. Agrietamiento de la viga WD7-2

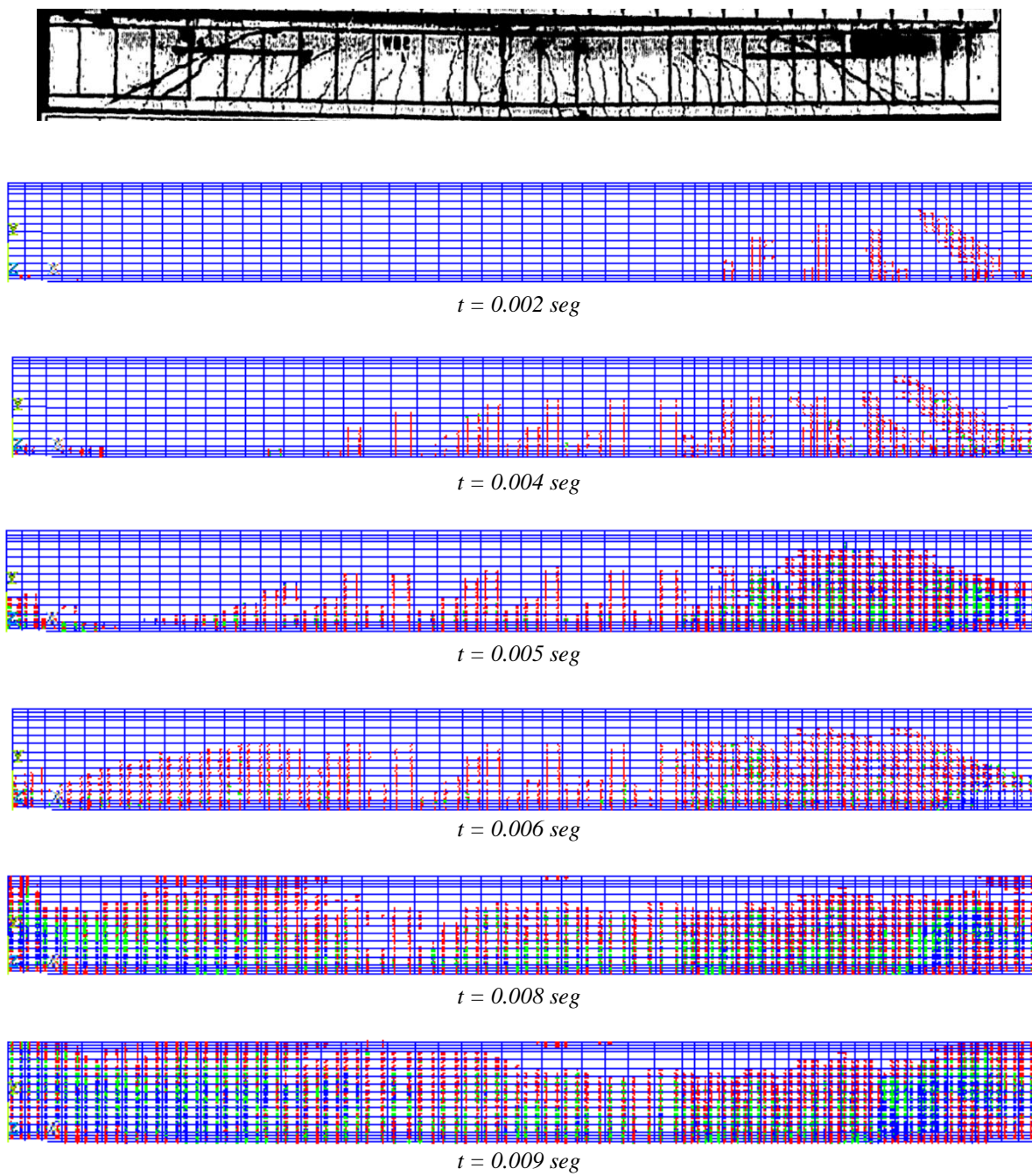
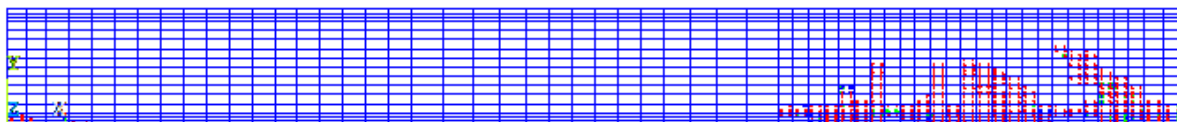
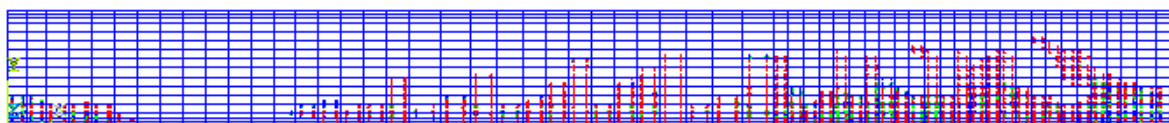


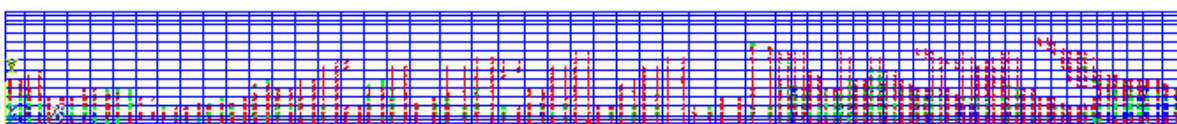
Figura A-7. Agrietamiento de la viga WD8-1



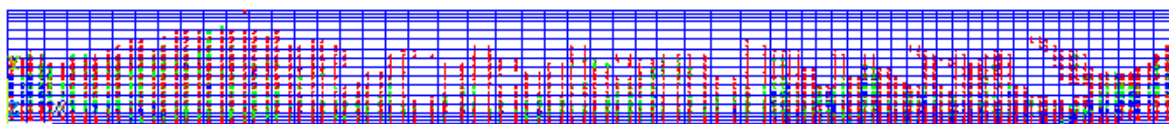
$t = 0.002$ seg



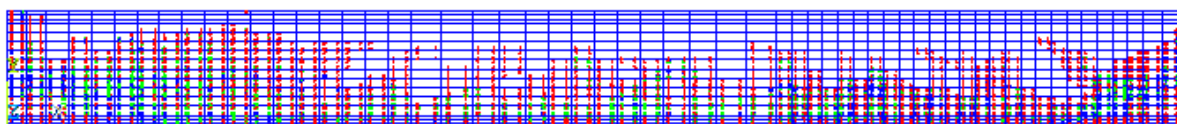
$t = 0.004$ seg



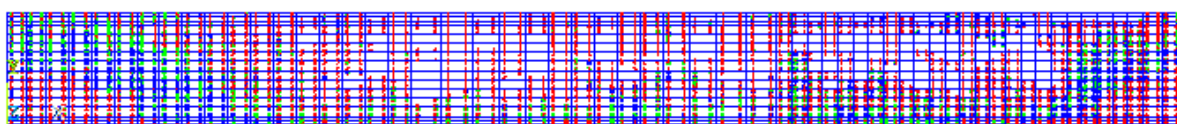
$t = 0.005$ seg



$t = 0.007$ seg

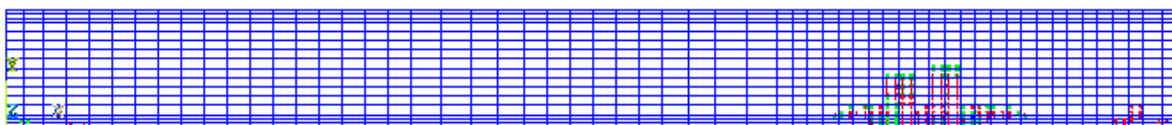
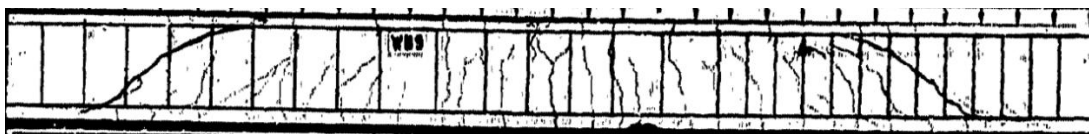


$t = 0.008$ seg

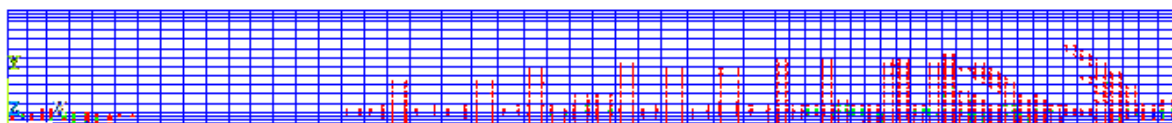


$t = 0.011$ seg

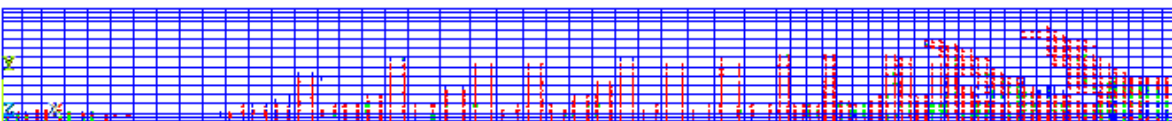
Figura A-8. Agrietamiento de la viga WD8-2



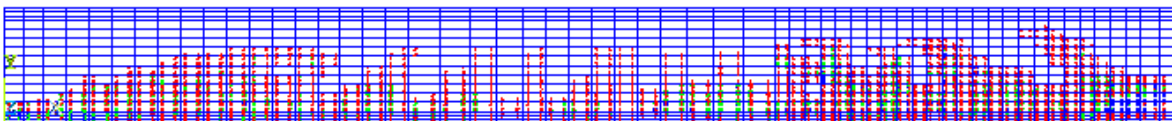
$t = 0.002 \text{ seg}$



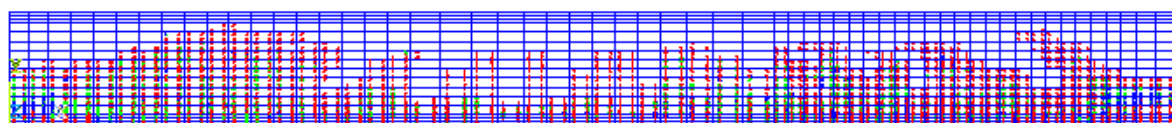
$t = 0.004 \text{ seg}$



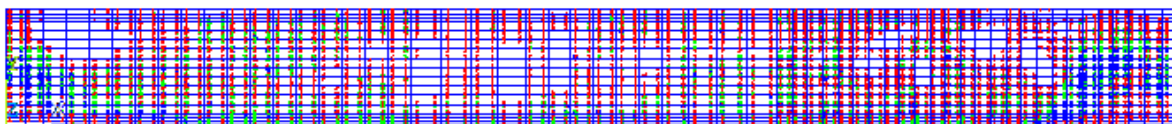
$t = 0.005 \text{ seg}$



$t = 0.007 \text{ seg}$

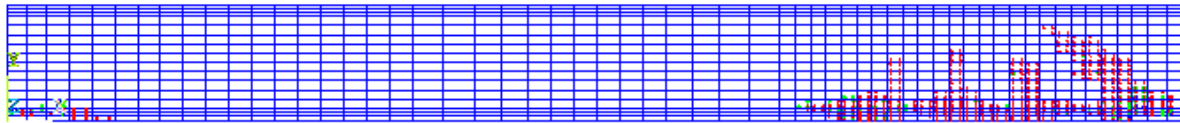


$t = 0.008 \text{ seg}$

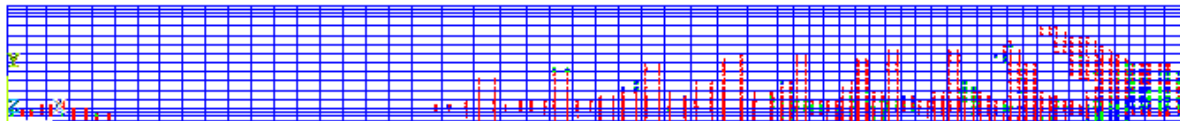


$t = 0.013 \text{ seg}$

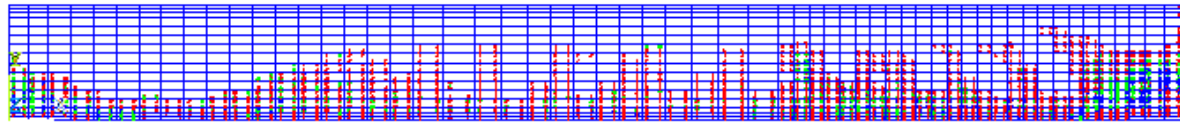
Figura A-9. Agrietamiento de la viga WD9-1



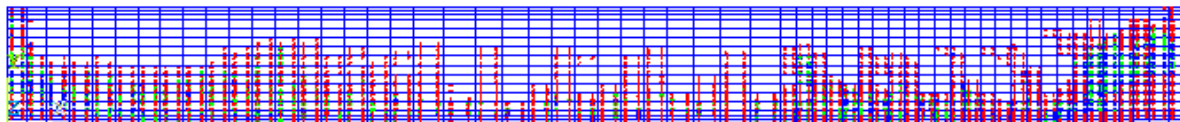
$t = 0.002 \text{ seg}$



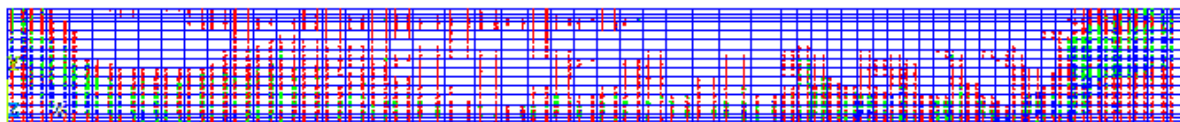
$t = 0.003 \text{ seg}$



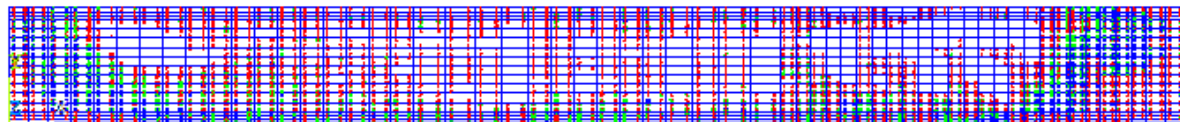
$t = 0.005 \text{ seg}$



$t = 0.007 \text{ seg}$



$t = 0.009 \text{ seg}$



$t = 0.013 \text{ seg}$

Figura A-10. Agrietamiento de la viga WD9-2

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ANSYS (2009), “ANSYS help”, ANSYS 12.0.1, South of Pittsburgh in Canonsburg, Pennsylvania, E.U.A.
- [2] Bangash, M.Y.H. y Bangash T. (2006), “Explosion-Resistant Buildings: Design, Analysis, and Case Studies”, Springer, Alemania.
- [3] Bathe, K. J. (1996), “Finite Element Procedures”, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.
- [4] Cowell, W.L., (1962), “Dynamic Tests on High Strength Steels,” Technical Report N-427, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA, pp 17.
- [5] Cowell, W.L., (1965), “Dynamic Tests of Concrete Reinforcing Steels,” Technical Report R394, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA, pp 42.
- [6] FEMA-426 (2003). “FEMA 426 Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [7] FEMA-427 (2003), “FEMA 427, Primer to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [8] Gonzales, O. M. y Robles F. (2005). “Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado”, cuarta edición, editorial Limusa, capítulo 1.
- [9] Juárez, G. (2009), “*Notas de Mecánica Avanzada*”, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, México, D.F.
- [10] Keenan, W.A. y Feldman, A. (1960), “The Yield Strength of Intermediate Grade Reinforcing Bars Under Rapid Loading, Behavior and Design of Deep Structural Members”, Part 6, Report AFSWC-TR-59-72, Research Directorate, Air Force Special Weapons Center, Kirtland Air Force Base, New Mexico, (also: University of Illinois, Structural Research Series 197).
- [11] Keenan, W., Tancreto, J., Meyers, G., Johnson, F., Hopkins, J., Nickerson, H. y Armstrong, W. (1983), “NCEL Products Supporting DOD Revision of NAVFAC P-397”, Technical Memorandum 51-83-19 (previously 2591TM), Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA.
- [12] Malvar, L.J. y Crawford, J.E. (1998a). “Dynamic increase factors for concrete. In: Twenty-eighth DDESB seminar”, Orlando, Florida.
- [13] Malvar, L.J. y Crawford, J.E. (1998b). “Dynamic increase factors for steel reinforcing bar. In: Twenty-eighth DDESB seminar”, Orlando, FL.

- [14] Norma Europea (CEN 1990), “Bases en Diseño Estructural”, EUROCODE 00.
- [15] Norma Europea (CEN 1990), “Acciones Sobre Estructuras”, EUROCODE 01, parte 1-7: Acciones Generales - Acciones accidentales -.
- [16] NTCDCEC-04 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
- [17] RCDF-04 (2004), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
- [18] Ronald, P., Kim, R. M. y Longinow, A. (2010), “Explosion Phenomena and Effects of Explosions on Structures. I: Phenomena and Effects”, Practice Periodical on Structural Design and Construction ASCE, Vol I, pp. 135-149.
- [19] Ronald, P., Kim, R. M. y Longinow, A. (2010), “Explosion Phenomena and Effects of Explosions on Structures. II: Methods of Analysis Explosion Effects...” Practice Periodical on Structural Design and Construction ASCE, Vol. II, pp. 143-147.
- [20] Ronald, P., Kim, R. M., Longinow, A. y Kenner M. (2010), “Explosion Phenomena and Effects of Explosion on Structures. III: Methods of Analysis Explosion Damage to Structures and Example Cases”. Practice Periodical on Structural Design and Construction ASCE, Vol. III, pp. 153, 154.
- [21] Rots, J. G. (1988). “Computational Modeling of Concrete Fracture”. Universidad de Delf, Países Bajos.
- [22] Seabold, J. (1967). “Dynamic shear strength of reinforced concrete beams”, parte 1 y 2. Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California.
- [23] Seabold, J. (1970), “Dynamic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams - Part III”, Technical Report R695, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA, September 1970.
- [24] UFC-08, (2008). “Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions”, U.S. Army Corps of Engineers, Naval Facilities Engineering Command (preparing activity), Air Force Civil Engineer Support Agency. Unified Facilities Criteria (UFC).
- [25] Wood, D.S. (1956), “Rapid Loading Tests on Three Grades of Reinforcing Steel”, Contract Report R-56-5 under Contract N0y-90922, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California.